

ABSTRAK

MODIFIKASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA DENGAN BALOK PRATEKAN PARSIAL

Oleh :

BAMBANG SETIO BUDI

Dosen Pembimbing :

DR. Ir. I GUSTI PUTU RAKA

Ir. MUDJI IRMAWAN M.S.

Beton Pratekan Penuh dan Beton Bertulang menyatakan *batas (boundaries)* disain untuk Beton Struktur. Beton Pratekan Parsial adalah Beton dengan kombinasi Tulangan Baja Pratekan dan Baja Non Pratekan yang mengalami tegangan internal yang besar dan terdistribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Sistem pratekan atau tegangan internal diberikan kepada beton dengan jalan menarik Tulangannya Baja Pratekan.

Beton Pratekan Parsial mempunyai perilaku antara Beton Pratekan Penuh dan Beton Bertulang sehingga persyaratan Kekuatan dan Serviseabilitas (Tegangan , Lelah , Retak , Lendutan) mutlak harus dikontrol terhadap Kekuatan yang direncanakan dan Serviseabilitas yang diijinkan. Beton Pratekan Parsial direncanakan tidak retak pada kondisi beban mati ditambah bagian beban hidup. Retak terjadi pada penampang Beton Pratekan Parsial bila beban hidup servis penuh diterapkan. Adanya Baja Non Pratekan (Baja Lunak) pada Beton Pratekan Parsial akan meningkatkan Daktilitas Penampang selama terjadi beban siklis bolak-balik pada daerah in-elastis.



DAFTAR NOTASI

- a = Tinggi blok persegi tegangan beton ekuivalen.
- A_{ct} = Luas transformasi penampang beton.
- A_g = Luas bruto penampang.
- A_{ps} = Luas tendon pratekan.
- A_s = Luas tulangan tarik non pratekan.
- $A_{s'}$ = Luas tulangan tekan.
- A_{st} = Luas tulangan total tulangan longitudinal.
- A_{sv} = Luas tulangan geser.
- A_v = Luas tulangan geser.
- b = Lebar dari muka tekan komponen struktur.
- b_e = Lebar efektif balok pada penampang T dan L.
- b_j = Lebar efektif join balok kolom, mm.
- b_o = Keliling dari penampang kritis pada pelat dan pondasi.
- b_w = Lebar badan balok.
- C_r = Kekuatan kohesi rencana (kg/m^2).
- C_t = Jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke serat tekan terluar atas.
- C_b = Jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke serat tarik terluar bawah.
- C_u = Koefisien Creep
- d_s = Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik pusat tulangan tarik.



- D = Lebar / diameter tiang (m)
 D_L = Beban mati, dapat berupa momen (M_{DL}), beban terbagi rata (q_{DL}).
 d_p = Jarak dari serat tekan terluar terhadap titik pusat tulangan tarik.
 d_s' = Jarak dari serat terluar ke pusat tulangan tekan.
 d_b = Diameter nominal dari batang tulangan.
 d_c = Tebal selimut beton.
 e_o = Jarak gaya pratekan ke garis netral beton (C_{gc}) ditengah bentang
 e_l = Jarak gaya pratekan ke garis netral beton (C_{gc}) di tumpuan
 E_c = Modulus elastisitas beton.
 E_{ci} = Modulus elastisitas beton saat pratekanan awal
 E_{ps} = Modulus elastisitas baja pratekan
 EI = Kekakuan lentur komponen struktur tekan.
 EI/Lu = Faktor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau.
 E_s = Modulus elastisitas tulangan (= 200000 MPa).
 F_1 = Gaya pratekan pada angker hidup.
 F_2 = Gaya pratekan pada angker mati.
 F = gaya pratekan efektif (= F_e)
 $= \eta F_i$ ($\eta = \frac{f_{pe}}{f_y} = 0,75 - 0,85$, A. E. Naaman psl 8.9)
 f_c' = Kuat tekan beton karakteristik umur 28 hari, yang didapatkan dari uji tekan silinder.
 f_{cir} = Tegangan dalam beton pada C_{gs} selama beban F_o .



- f_{ck}' = Kuat tekan beton karakteristik umur 28 hari yang didapatkan dari uji tekan kubus bersisi 15 cm.
- F_i = Gaya pratekan awal pada saat transfer.
- f_{ps} = Tegangan Batas Nominal baja pratekan
- f_r = Modulus keruntuhan lentur dari beton.
- f_y = Kuat leleh yang disyaratkan dari tulangan non pratekan.
- f_s = Lekatan tanah setempat yang didapatkan dari test sondir
- g = Intensitas dari slip angker.
- $g = 1/E_p \int \sigma_p \cdot dx \dots\dots\dots (5.11)$
- h = Tinggi total dari komponen struktur.
- h = Tebal dinding geser.
- h_e = Tinggi efektif join balok-kolom.
- h_w = Tinggi total dinding geser.
- H_o = Gaya lateral rencana per diameter tiang (kg/m)
- I = Momen inersia penampang.
- JHP = Jumlah hambatan pelek (kg/cm²).
- k = Faktor panjang tekuk (untuk kolom).
- $k = 0,8$ (dikekang terhadap rotasi pada kedua ujung), (untuk dinding geser).
- K = Koefisien *wobble efek*.
- K_s = Faktor koreksi f_s untuk tanah pasir
- K_c = Faktor koreksi f_s untuk tanah lempung
- k_b = Kern bawah (= Z_t / A_c).



k'_b = Kern bawah pada kondisi tarik masih diijinkan.

k_t = Kern atas ($= Z_b / A_c$).

k'_t = Kern atas pada kondisi tarik masih diijinkan.

L = Panjang penunjang tiang.

l_w = Lebar dinding geser.

ldb = Panjang penyaluran dasar dari tulangan.

ldh = Panjang penyaluran kait standart hook dari tulangan.

l_n = Panjang bentang bersih, diukur dari muka ke muka tumpuan.

L_L = Beban hidup, dapat berupa momen (M_{LL}), beban terbagi rata (q_{LL}).

l_u = Panjang struktur tekan yang tidak ditopang.

m = Jumlah baris pondasi tiang pancang.

M_{1b} = Nilai yang lebih kecil dari momen ujung berfaktor pada komponen struktur tekan akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan ke samping, positif bila komponen struktur melentur dalam kelengkungan tunggal dan negatif untuk kelengkungan ganda.

M_{2b} = Nilai yang lebih besar dari momen ujung berfaktor pada komponen struktur tekan akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan ke samping, positif bila komponen struktur melentur dalam kelengkungan tunggal dan negatif untuk kelengkungan ganda.

M_{2s} = Nilai yang lebih besar dari momen ujung berfaktor pada komponen struktur tekan akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping.

M_c = Momen rencana kolom setelah diperbesar.



M_{cr} = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar.

M_n = Kuat momen nominal pada suatu penampang.

M_o = Momen luar pada ujung tiang dalam kg m/m.

M_u = Momen berfaktor pada penampang.

M_x = Momen yang terjadi pada arah x.

M_y = Momen yang terjadi pada arah y.

M_{dec} = Momen Dekompresi

n = Perbandingan antara modulus elastisitas baja dengan modulus elastisitas beton pada saat transfer.

$$= E_s / E_{ci}$$

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang.

O = Keliling tiang pancang (cm).

P_{max} = Beban maximum yang diterima 1 tiang pancang. $\sum P_u$ = Jumlah total beban aksial yang bekerja pada tiang (termasuk berat poer).

P_{nb} = kekuatan nominal kolom akibat momen dua arah.

P_{no} = kekuatan nominal kolom akibat beban aksial konsentris.

P_{nx} = kekuatan nominal, kolom arah x.

P_{ny} = kekuatan nominal kolom arah y

PPR = Rasio Pratekan Parsial

Q_p = Daya dukung akibat perlawanan ujung.

Q_s = Daya dukung akibat lekatan sepanjang keliling tiang



- qc_1 = Harga conus rata-rata 0.7D - 4D dibawah ujung tiang
- qc_2 = Harga conus rata-rata 8D diatas ujung tiang.
- r = Radius girasi suatu penampang tekan.
- R = Tegangan tanah lateral yang diijinkan.
= 1500 kg/cm/m (untuk tanah lempung lunak).
- s = Spasi dari sengkang.
- s_1 = Spasi dari tulangan vertikal dalam dinding.
- s_2 = Spasi dari tulangan geser atau torsi tegak lurus terhadap tulangan longitudinal atau spasi dari tulangan horisontal dalam dinding.
- T_c = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton.
- T_s = Kuat momen torsi nominal yang disumbangkan tulangan torsi.
- T_n = Kuat momen torsi nominal total.
- V_c = Kuat geser nominal yang disumbangkan beton.
- V_s = Kuat geser nominal yang disumbangkan sengkang.
- V_n = Kuat geser nominal total.
- x_1 = jarak pusat ke pusat terpendek dari suatu sengkang tertutup
- X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
- ΣX^2 = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang.
- y_1 = jarak pusat ke pusat terpanjang dari suatu sengkang tertutup
- Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang.
- ΣY^2 = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang.



- z = Besaran pembatas distribusi tulangan lentur.
- Z_t = Momen kelembaman atas ($= I / C_t$)
- Z_b = Momen kelembaman bawah ($= I / C_b$).
- α = Rasio dari kekakuan lentur penampang balok terkekakuan lentur dari pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis sumbu dari panel yang bersebelahan (bila ada) pada tiap sisi balok.
- α = Perubahan sudut C_{gs} (radian) (untuk balok pratekan).
- α_m = Nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi dari suatu panel.
- β = Rasio dari bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah.
- β_c = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat / muka tumpuan.
- β_d = Nilai mutlak rasio antara momen max akibat beban mati berfaktor terhadap momen maksimum akibat beban total berfaktor.
- β_s = Rasio dari panjang tepi yang menerus terhadap perimeter total dari suatu panel pelat.
- δ_b = Faktor pembesar momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping.
- δ_s = Faktor pembesar momen untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.
- ϕ = Faktor reduksi kekuatan.
- ϕ = Arc tg (D/s) dalam derajat (untuk pondasi).



- ρ = Rasio tulangan tarik non pratekan.
- ρ' = Rasio tulangan tekan non pratekan.
- ρ_b = Rasio tulangan non pratekan yang memberikan kondisi regangan berimbang.
- ρ_s = Rasio dari volume tulangan spiral terhadap volume inti total.
- ρ_p = Rasio tulangan pratekan.
- σ_{ci} = Tegangan tekan beton yang diijinkan pada saat awal.
- σ_{cs} = Tegangan tekan beton yang diijinkan pada saat beban service.
- σ_o = Tegangan sebelum slip.
- $\sigma_o \cdot g$ = Tegangan setelah slip.
- σ_g = Tegangan yang bekerja pada titik berat beton akibat gaya pratekan awal.
- σ_{gi} = Tegangan yang bekerja pada titik berat beton akibat gaya pratekan akhir.
- $\sigma_p = g \cdot E_p$
- σ_{ti} = Tegangan tarik beton yang diijinkan pada saat awal.
- σ_{ts} = Tegangan tarik beton yang diijinkan pada saat beban service.
- $\omega = \rho \cdot f_y / f_c'$
- $\omega' = \rho' \cdot f_y / f_c'$
- $\omega_p = \rho_p \cdot f_{ps} / f_c'$
- ψ = Tingkat penjepitan ujung kolom.
- $\mu\phi$ = Rasio Daktilitas Kelengkungan



BAB DUA

DASAR-DASAR PERENCANAAN

2.1. DATA-DATA BANGUNAN

2.1.1. Data Umum Bangunan

New Summitmas Building Jakarta adalah bangunan perkantoran, bertingkat 20 berlokasi di jalur strategis di kawasan Jakarta Selatan dengan data-data sebagai berikut :

- ☐ Nama Gedung : ***NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA***
- ☐ Fungsi Bangunan : Perkantoran
- ☐ Lokasi : Jl. Jend. Sudirman Kav 61- 62 Jakarta

2.1.2. Data Teknis Bangunan

Data teknis bangunan aslinya meliputi :

- ☐ Tower : 20 lantai dilengkapi Helipad



2.1.3. Data Tanah

Penulis tidak mendapatkan data tanah pada lokasi bangunan, sehingga data tanah dalam Tugas Akhir ini memakai data tanah proyek Tunjungan Crystal Hotel yang berlokasi di jalan Basuki Rakhmat Surabaya. Dari hasil penyelidikan tanah menunjukkan bahwa kondisi tanah di bawah gedung tersebut adalah heterogen. Hal ini memerlukan pondasi tiang pancang dengan kedalaman yang cukup untuk memikul struktur gedung tersebut.

Gedung ini berada pada *zone* gempa 4 dari peta wilayah gempa untuk kota Jakarta (PPTGIUG '83).

2.2. PENYEDERHANAAN STRUKTUR

Di dalam Tugas Akhir ini, penulis mencoba memodifikasi struktur New Summitmas Building Jakarta dengan melakukan beberapa penyederhanaan.

Adapun beberapa penyederhanaan struktur di dalam Tugas Akhir ini antara lain:

- ☐ Perencanaan disini hanya meninjau dari segi teknisnya saja tanpa meninjau segi estetis dan ekonomisnya.
- ☐ Melakukan penghilangan beberapa kolom pada as tengah bangunan guna mendapatkan luasan lantai maximum, dan memanfaatkan shearwall dan kolom tepi sebagai elemen penahan beban vertikal dan lateral.
- ☐ Tinggi bangunan dimodifikasi menjadi: 7 lantai dan 1 penthouse
- ☐ Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan beban gempa kepada kolom dan *shear wall*.



- ☐ Pada perencanaan pondasi, direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dengan tiang pancang yang sudah ada di pasaran.

2.3. PERATURAN-PERATURAN YANG DI DIGUNAKAN

Di dalam penyusunan Tugas Akhir ini, digunakan pedoman dari beberapa peraturan yang ada antara lain :

- ☐ Peraturan Beton Indonesia 1971 (PBI '71)
- ☐ Pedoman Beton 1989 (PB '89)
- ☐ Standart Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SK SNI T-15-1991-03)
- ☐ Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG '83)
- ☐ ACI 318-83 M
- ☐ Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung 1983 (PPTGIUG '83).
- ☐ Peraturan Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983
- ☐ Peraturan-peraturan penunjang lainnya.

2.4. PEMBEBANAN

Jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perencanaan gedung ini adalah :

1. Beban Mati (PPIUG '83, Pasal 2.1)

Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tidak terpisahkan dari gedung.



2. Beban Hidup (PPIUG '83, Pasal 3.1 dan Pasal 3.2)

Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung sesuai dengan PPIUG '83, termasuk barang-barang pada ruangan yang tidak permanen. Menurut PPIUG '83, Pasal 3.1 dan Pasal 3.2, besarnya beban hidup yang bekerja tergantung dari tingkat fungsional ruang itu sendiri.

Adapun beban hidup tersebut adalah :

- Lantai 1 sampai 6 = 250 kg/m^2
- Atap = 100 kg/m^2
- Tangga dan bordes = 300 kg/m^2
- Ruang Mesin = 400 kg/m^2

3. Beban Angin

Beban angin diatur dalam PPIUG '83 Bab - 4.

4. Beban Gempa

Beban gempa ini didasarkan pada PPTGIUG '83 dengan *zone* gempa 4 untuk daerah Jakarta.

2.5. METODE ANALISA DAN PERHITUNGAN

Untuk analisa struktur pada gedung ini ada beberapa cara yang di gunakan antara lain :

- ☐ Pada perhitungan gaya-gaya dalam pelat lantai dan pelat atap yang berbentuk persegi digunakan PBI '71.



- ☐ Untuk analisa statis pada unsur sekunder digunakan bantuan paket program SAP-90.
- ☐ Untuk analisa statis dan dinamis struktur utama, digunakan analisa 3 (tiga) dimensi dengan bantuan paket program ETABS. Struktur utama ini dimodelkan sebagai struktur *Open Frame* 3 dimensi (*Space Frame*). Karena kekakuan dalam arah bidang (*in plane*) dari kebanyakan lantai beton cukup tinggi, maka lantai beton tersebut dapat dimodelkan sebagai "*rigid floor diaphragma*".

2.6. PERENCANAAN TERHADAP GEMPA

Metode penyelesaian yang dipakai dalam analisa dinamis pada perencanaan gedung ini adalah metode *Respons Spectrum Analysis*, dimana gedung akan dikenai spectrum percepatan respons gempa rencana yang dihitung menurut diagram koefisien gempa dasar C untuk wilayah gempa 4 dengan struktur di atas tanah lunak.

2.6.1. Peninjauan Terhadap Konfigurasi Struktur

Peninjauan terhadap Konfigurasi struktur ini bertujuan untuk menentukan apakah bentuk struktur yang akan direncanakan ini memenuhi syarat gedung yang tahan gempa atau tidak. Dimana syarat dari konfigurasi struktur yang tahan terhadap gempa, antara lain :

1. Bentuk dasar sederhana dan simetris, atau mendekati simetris,
2. Kekakuan tingkatnya seragam, atau mendekati seragam,
3. Distribusi massa-bangunan (beban), simetris dan seragam,



4. Eksentrisitas antara titik-pusat massa bangunan dan titik-pusat kekakuan strukturnya mendekati 0 (nol), berimpit,
5. Tidak terdapat loncatan bidang muka (*set back*) pada arah vertikal,
6. Tidak terdapat *soft column* dan atau *short column*,
7. Bila bangunan tidak sederhana bentuknya (misalnya bentuk L, U, T, +), maka dapat diadakan pemisahan struktur, sehingga kembali kepada bentuk dasar sederhana (point 1),
8. Menggunakan bahan struktur yang cocok, mempunyai kekuatan, kekakuan dan daktilitas yang tinggi, ringan dan ekonomis serta aman.

Hasil dari peninjauan terhadap konfigurasi struktur di atas, ternyata bangunan yang akan direncanakan pada Tugas Akhir ini memenuhi semua persyaratan di atas.

2.6.2. Dasar Pemilihan Tingkat Daktilitas Dua

Ditinjau dari peta wilayah gempa untuk Indonesia (PPTGIUG '83, Gambar 3.2), dapat diketahui bahwa letak kota Jakarta berada di *zone* gempa 4. Ini berarti bahwa kota Jakarta dapat dikatakan/dikategorikan sebagai kota yang aman terhadap gempa. Hal inilah yang mendasari mengapa dilakukan perhitungan struktur dengan tingkat daktilitas 2 (terbatas).

Disamping itu, bila suatu gedung direncanakan dengan tingkat daktilitas 1 (satu), maka beban gempa yang direncanakan adalah 4 kali beban gempa yang dihitung sesuai dengan analisa respons spektrum. Karena besarnya beban gempa tersebut, maka ukuran



penampang menjadi sangat besar, sehingga perencanaan bangunan menjadi tidak ekonomis lagi.

Perencanaan dengan tingkat daktilitas 3 (daktilitas penuh) akan memerlukan prosedur desain yang lebih kompleks dan rumit karena harus menghitung kapasitas dari struktur tersebut (metode desain kapasitas). Selain itu, untuk mencapai nilai daktilitas yang disyaratkan, dibutuhkan pengaturan pemasangan penulangan yang cukup rumit pada tempat-tempat sendi plastis yang diharapkan akan terjadi. Karena kekomplekan dari daktilitas penuh ini, maka dikembangkanlah perencanaan dengan daktilitas terbatas.

Pada struktur dengan daktilitas dua (terbatas), faktor daktilitasnya adalah 2. Artinya beban gempa hanya dikalikan 2, sehingga tuntutan daktilitas untuk mengatasi gempa-gempa kuat yang melampaui taraf gempa rencana tidak setinggi perencanaan pada struktur dengan daktilitas penuh.

Dengan kata lain syarat-syarat pendetailan yang dituntut akan menjadi lebih longgar. Tetapi sebagai konsekwensinya, faktor jenis struktur untuk menghitung gaya geser dasar menjadi lebih besar.

2.6.3. Pengertian Daktilitas

Sesuai dengan filosofi perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia menurut PPTGIUG '83 bahwa perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut agar tidak rusak/runtuh oleh gempa kecil atau sedang, tetapi oleh gempa yang kuat struktur utama boleh rusak tapi tidak boleh sampai terjadi suatu keruntuhan gedung.



Hal ini dapat dicapai jika struktur gedung tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara daktil, dengan cara memencarkan energi gempa serta membatasi gaya gempa yang bekerja padanya.

Melelehnya elemen-elemen struktur akibat gempa kuat, ditandai dengan terbentuknya sejumlah sendi plastis. Jadi sesungguhnya pada fase ini perilaku struktur tidak lagi linier.

Suatu ukuran bagi kemampuan struktur untuk menyimpan dan memencarkan energi adalah perbandingan antara simpangan maximum (Δ_u) dan simpangan awal pada suatu kelelahan pertama (Δ_y) yang disebut sebagai faktor daktilitas (μ).

Untuk menjamin tersedianya daktilitas yang cukup dalam struktur tersebut harus dipenuhi syarat-syarat pendetailan yang diatur dalam buku Pedoman Perencanaan Tahan Gempa untuk Gedung 1983.

2.6.4. Perencanaan Dengan Tingkat Daktilitas 2

Perencanaan struktur dengan tingkat daktilitas 2 diatur dalam SK SNI '91, Ayat 3.14.9 dengan memenuhi bab-bab sebelumnya.

Persyaratan Umum

- ☐ Gaya tekan aksial berfaktor yang bekerja pada komponen struktur tidak boleh melebihi $(0,10 A_g f_c')$.
- ☐ Bentang bersih dari komponen struktur rangka terbuka tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.



- ☐ Rasio dari lebar balok terhadap tinggi balok tidak boleh kurang dari 0,25.
- ☐ Lebar balok tidak boleh kurang dari 200 mm.
- ☐ Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi terpendek kolom tidak boleh lebih besar dari 25.
- ☐ Faktor type struktur yang dipakai harus diambil sama dengan 2 ($K = 2$).

Persyaratan Khusus

- ☐ Rasio tulangan longitudinal total tidak boleh kurang dari 1 % dan tidak boleh lebih dari 6 %.
- ☐ Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup tunggal ataupun majemuk.
- ☐ Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari $d/4$, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengkang, dan 300 mm.
- ☐ Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- ☐ Spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi $1/2$ dimensi terkecil dari suatu komponen struktur yang menerima lentur, atau 10 kali diameter tulangan memanjang dan harus lebih kecil dari 200 mm.



- ☐ Pada daerah sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton (V_c) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam SK SNI T-15-1991-03, Pasal 3.4.



BAB TIGA

PERENCANAAN PELAT

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL), yang merupakan berat sendiri pelat dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG '83) berdasarkan fungsi tiap lantai pada gedung.

Pelat-pelat yang dibahas di sini meliputi pelat penthouse, pelat roof, pelat ruang mesin dan pelat lantai. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 :

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \quad \text{.....} \quad (\text{SK SNI '91, Ayat 3.2.2 butir 1})$$

3.1. DATA PERENCANAAN

- Mutu beton : $f_c = 35 \text{ MPa}$
- Mutu baja : U 32



$$f_y = 3200 \text{ kg/cm} = 320 \text{ Mpa}$$

- Tebal pelat yang direncanakan :

- Tebal pelat penthouse = 13.5 cm
- Tebal pelat Roof = 13.5 cm
- Tebal pelat R.Mesin = 15 cm
- Tebal pelat Lantai = 15 cm

- Diameter tulangan yang direncanakan :

- Tulangan arah X menggunakan D 10
- Tulangan arah Y menggunakan D 10
- Tulangan susut menggunakan ϕ 8
- Tulangan pembagi menggunakan ϕ 8

3.2. PEMBEBANAN PADA PELAT

Pembebanan pelat dilakukan berdasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia

Untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG '83).

Adapun beban-beban yang bekerja adalah :

1. Pembebanan Pelat Atap

a. Beban Mati :

- Berat sendiri pelat = $0,135 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}^2$
- Plafond + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Finishing (3 cm) = $3 \times 21 = 63 \text{ kg/m}^2$



$$\begin{array}{rcl}
 \text{- Ducting AC + pipa-pipa} & & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 \\
 \text{- Aspal (1 cm)} & = 1 \times 14 & = 14 \text{ kg/m}^2 \\
 & \underline{\hspace{1cm}} & + \\
 \text{DL} & = & 469 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

b. Beban Hidup :

$$\text{- PPIUG '83, Pasal 3.2} \quad \text{LL} = 100 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban Ultimate :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 469 + 1,6 \times 100 \\
 &= 722.80 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Pembebanan Pelat Lantai**a. Beban Mati :**

$$\begin{array}{rcl}
 \text{- Berat sendiri pelat} & = 0,15 \times 2400 & = 360 \text{ kg/m}^2 \\
 \\
 \text{- Plafond + penggantung} & = 11 + 7 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \\
 \text{- Keramik (1 cm)} & = 1 \times 24 & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \\
 \text{- Spesi (3 cm)} & = 3 \times 21 & = 63 \text{ kg/m} \\
 \\
 \text{- Ducting AC + pipa-pipa} & & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 & \underline{\hspace{1cm}} & + \\
 \text{DL} & = & 515 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

b. Beban Hidup :

$$\text{- PPIUG '83, Tabel 3.1} \quad \text{LL} = 250 \text{ kg/m}^2$$



c. Beban *Ultimate* :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 \times 515 + 1,6 \times 250 \\
 &= 1018 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3.3. PRELIMINARY DESIGN PELAT

Preliminary design pelat ini dimaksudkan untuk mendapatkan tebal pelat yang ideal sehingga bahaya akibat lendutan yang melebihi dari yang disyaratkan dapat dihindari.

Agar dalam perencanaan pelat ini besar lendutan tidak perlu dikontrol, maka SK-SNI T-15-1991-03, Ayat 3.2.5 butir 3 sub butir 3 mensyaratkan sebagai berikut :

$$h_1 = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5.\beta \left[\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots (3.1)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9.\beta} \dots\dots\dots (3.2)$$

Dan tidak perlu lebih dari :

$$h_3 = \frac{L_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36} \dots\dots\dots (3.3)$$



Dimana harga, α_m , β_s dan β dapat dicari sesuai dengan dimensi balok sebagai tumpuan dari pelat. Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga berikut :

- Untuk $\alpha_m < 2$ 120 mm
- Untuk $\alpha_m \geq 2$ 90 mm

Pelat dengan tebal kurang dari tebal minimum yang disyaratkan boleh digunakan bila dapat ditunjukkan dengan perhitungan bahwa lendutan yang terjadi tidak melebihi batas lendutan yang ditetapkan dalam Tabel 3.2.5 (b) SK SNI T-15-1991-03. Untuk perhitungan lendutan, modulus elastisitas beton E_c dan momen inersia efektif harus dihitung seperti pada pelat satu arah. Demikian pula untuk perhitungan tambahan lendutan akibat bertambahnya waktu.

Di luar tiga ketentuan di atas SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan bahwa tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dari ketiga rumus di atas ternyata hasil dari batasan tebal minimum pelat yang di hitung dengan persamaan (3.1) hasilnya jauh lebih kecil dibandingkan persamaan (3.2), sehingga untuk selanjutnya, perhitungan tebal minimum pelat cukup digunakan batasan seperti persamaan (3.2).

Untuk berbagai tipe pelat yang ada dalam tugas akhir ini, maka dipakai tebal pelat rencana yaitu :

- Tebal pelat lantai = 150 mm
- Tebal pelat atap = 135 mm



3.4. PERMODELAN DAN ANALISA MOMEN PADA PELAT

Permodelan pelat di dalam Tugas Akhir ini adalah pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Momen pelat dihitung dengan koefisien momen dari PBI '71, Tabel 13.3.2. Selanjutnya hasil perhitungan momen pelat dapat dilihat pada Tabel 3.1 lihat Lampiran C.

3.5. PERENCANAAN PENULANGAN PELAT

Untuk mempermudah pelaksanaan di lapangan, jarak penulangan pelat diusahakan sedapat mungkin seragam. Oleh karena itu pada perhitungan penulangan pelat ini, hanya bagian-bagian yang dianggap cukup menentukan saja yang diperhitungkan.

Sebagai contoh perhitungan penulangan pelat dua arah, diambil pelat lantai tipe I

☐ Langkah-langkah Perhitungan

a. Direncanakan pelat

- Tebal pelat = 15 cm
- Decking = 2.5 cm (SK SNI '91, Ayat 3.16.7 butir 1 sub butir c)
- D. tulangan = D.10

b. Hitung momen-momen yang bekerja pada pelat

Lihat Tabel 3.1, (Lampiran C).

$$\beta = \left(\frac{L_y}{L_x} \right) = \left(\frac{6.5}{6.4} \right) = 1,016 < 2 \quad \text{..... (Pelat dua arah)}$$

Diperoleh :



$$M_{tx} = -1.540 \text{ E}+3 \text{ kg-m}$$

$$M_{lx} = 1.540 \text{ E}+3 \text{ kg-m}$$

$$M_{ty} = -1.508 \text{ E}+3 \text{ kg-m}$$

$$M_{ly} = 1.508 \text{ E}+3 \text{ kg-m}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa} > 30 \text{ MPa}, \text{ maka } \beta_1 = 0,85 - 0,008 (35 - 30) = 0,81$$

..... (SK SNI '91, Ayat 3.3.2 butir 7 sub butir 3)

c. Hitung ρ_b , ρ_{\max} dan ρ_{\min}

$$\begin{aligned} \diamond \quad \rho_b &= \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{SK SNI '91, Ayat 3.1.4 butir 3}) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 35 \times 0,81}{320} \right) \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \\ &= 0,0491 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \quad \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \quad (\text{SK SNI '91, Ayat 3.3.3 butir 3}) \\ &= 0,75 \times 0,0491 = 0,03683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \quad \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \quad (\text{SK SNI '91, Ayat 3.2.5 butir 1}) \\ &= \frac{1,4}{320} = 0,004375 \end{aligned}$$

d. Hitung tulangan yang diperlukan (As)

➤ Penulangan Arah X

$$M_{tx} = -1.540 \text{ E}+7 \text{ Nmm}$$

$$M_{lx} = 1.540 \text{ E}+7 \text{ Nmm}$$



$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = 150 - 25 - 0,5 \times 9.53 = 120.235 \text{ mm}$$

$$\bullet \quad m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10.756$$

Daerah Tumpuan

$$M_{tx} = -1.540 \text{ E}+7 \text{ Nmm}$$

$$\bullet \quad R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot dx^2} = \frac{1.540 \text{ E}+7}{0,8 \times 1000 \times 120.235^2} = 1.332$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 1.332}{320}} \right) \\ &= 0,00426 < \rho_{\text{min}} = 0,004375 \end{aligned}$$

$$\bullet \quad \text{Gunakan : } \rho = \rho_{\text{min}} = 0,004375$$

Sehingga tulangan yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot dx = 0,004375 \times 100 \times 12.0235 = 5.260 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan : D.10 - 14 cm ($A_s = 5.5 \text{ cm}^2$)

Daerah lapangan

$$M_{lx} = 1.504 \text{ E}+7 \text{ Nmm}$$



$$\diamond \quad R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d x^2} = \frac{1.504 \text{ E}+7}{0,8 \times 1000 \times 120.235^2} = 1.332$$

$$\begin{aligned} \diamond \quad \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 1.332}{320}} \right) \\ &= 0,00426 < \rho_{\text{min}} = 0,004375 \end{aligned}$$

$$\diamond \quad \text{Gunakan : } \rho = \rho_{\text{min}} = 0,004375$$

Sehingga tulangan yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d x = 0,004375 \times 100 \times 12.0235 = 5.260 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan : D 10 - 14 cm ($A_s = 5.50 \text{ cm}^2$)

➤ Penulangan Arah Y

Perhitungan penulangan arah Y dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti pada perhitungan penulangan arah X.

Sehingga diperoleh :

Untuk Daerah Tumpuan

Dipakai tulangan : D 10 - 14 cm ($A_s = 5.50 \text{ cm}^2$)

Untuk Daerah Lapangan

Dipakai tulangan : ϕ 10 - 14 cm ($A_s = 5.50 \text{ cm}^2$)



- e. Kontrol spasi maksimum (SK SNI '91, Ayat 3.6.4 butir 1)

$$S_{\max} = 2 \times t$$

$$= 2 \times 13.5 = 27 \text{ cm}$$

$$S_{\text{pasang}} = 14 \text{ cm} < S_{\max} = 27 \text{ cm} \dots \text{Ok!}$$

- f. Tulangan susut dan suhu (SK SNI '91, Ayat 3.16.12 butir 2)

Tulangan susut dan suhu hanya disediakan untuk pelat-pelat dimana tulangan lenturnya memanjang dalam satu arah saja (pelat satu arah) dan pelat-pelat yang berhubungan secara langsung dengan sinar matahari (pelat atap).

Tulangan susut dan suhu dipasang tegak lurus dengan arah tulangan memanjang dengan spasi tidak boleh lebih dari lima kali tebal pelat atau 500 mm (SK SNI '91, Ayat 3.16.12 butir 2 sub butir 2).

Rasio tulangan susut dan suhu harus diambil sebesar 0,002 (0,2 %) untuk pelat yang menggunakan tulangan *deform* mutu 300 ~ U.32.

Selanjutnya seluruh hasil perhitungan penulangan untuk pelat atap dan pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 3.2, lihat Lampiran C.

3.6. KONTROL LENDUTAN

Agar pelat mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi lendutan yang mungkin akan memperlemah kekuatannya, maka untuk setiap kategori konstruksi pelat, Standar Beton 1991 membatasi tebal pelat yang harus dipenuhi bila lendutan tidak dihitung.



Ketentuan mengenai tebal minimum pelat sesuai dengan yang diatur di dalam SK SNI T-15-1991-03 dibedakan atas pelat satu arah dan pelat dua arah. Ketentuan ini dijelaskan sebagai berikut:

Konstruksi Pelat Dua Arah

Satu parameter penting dalam sistem pelat dua arah adalah ukuran relatif dari balok terhadap tebal pelat yang dinyatakan dengan α , yaitu perbandingan dari kekakuan lentur balok terhadap kekakuan lentur pelat. Parameter α ini terdapat dalam persamaan (3.1) di atas. Perhitungan tebal minimum pelat dengan persamaan (3.1) ini akan selalu menghasilkan harga yang relatif jauh lebih kecil bila dibandingkan dengan persamaan (3.2) dan (3.3). Tebal pelat yang direncanakan adalah 15 cm untuk pelat lantai dan 13.5 cm untuk pelat atap, dimana tebal pelat ini akan lebih besar bila dikontrol dengan persamaan (3.2) di atas, sehingga pengontrolan **lendutan tidak perlu dilakukan**.

3.7. KONTROL RETAK

Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon di dalam diktat karangannya yaitu "*Reinforced Concrete Design*" menulis bahwa sistem pelat dua arah yang menggunakan tulangan dengan $f_y < 60000$ psi (413,7 Mpa) tidak perlu dilakukan peninjauan terhadap retak yang terjadi. Mutu tulangan yang dipakai pada perencanaan pelat ini adalah tulangan U.32 dengan $f_y = 320$ Mpa $< 413,7$ Mpa, jadi **retak tidak perlu diperiksa**.



TABEL 3.1. PERHITUNGAN MOMEN PELAT PENTHOUSE

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	qDL (kg/m ²)	qLL (kg/m ²)	qu (kg/m ²)	Daerah	Ly/Lx	C	Mu (kg.m)	Mu (N.mm)
A	6.400	6.400	469	100	722.8	Tump. X	1.000	-36.000	-1.066E+03	-1.066E+07
	6.400	6.400	469	100	722.8	Lap. X	1.000	36.000	1.066E+03	1.066E+07
	6.400	6.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.000	-36.000	-1.066E+03	-1.066E+07
	6.400	6.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.000	36.000	1.066E+03	1.066E+07
B	4.800	6.400	469	100	722.8	Tump. X	1.333	-51.000	-8.493E+02	-8.493E+06
	4.800	6.400	469	100	722.8	Lap. X	1.333	51.000	8.493E+02	8.493E+06
	4.800	6.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.333	-38.000	-6.328E+02	-6.328E+06
	4.800	6.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.333	38.000	6.328E+02	6.328E+06
C	3.200	6.400	469	100	722.8	Tump. X	2.000	-62.000	-4.589E+02	-4.589E+06
	3.200	6.400	469	100	722.8	Lap. X	2.000	62.000	4.589E+02	4.589E+06
	3.200	6.400	469	100	722.8	Tump. Y	2.000	-35.000	-2.591E+02	-2.591E+06
	3.200	6.400	469	100	722.8	Lap. Y	2.000	35.000	2.591E+02	2.591E+06
D	2.600	4.800	469	100	722.8	Tump. X	1.846	-60.462	-2.954E+02	-2.954E+06
	2.600	4.800	469	100	722.8	Lap. X	1.846	60.462	2.954E+02	2.954E+06
	2.600	4.800	469	100	722.8	Tump. Y	1.846	-35.000	-1.710E+02	-1.710E+06
	2.600	4.800	469	100	722.8	Lap. Y	1.846	35.000	1.710E+02	1.710E+06
E	2.600	3.200	469	100	722.8	Tump. X	1.231	-47.231	-2.308E+02	-2.308E+06
	2.600	3.200	469	100	722.8	Lap. X	1.231	47.231	2.308E+02	2.308E+06
	2.600	3.200	469	100	722.8	Tump. Y	1.231	-38.000	-1.857E+02	-1.857E+06
	2.600	3.200	469	100	722.8	Lap. Y	1.231	38.000	1.857E+02	1.857E+06

TABEL 3.2. PENULANGAN LENTUR PELAT PENTHOUSE

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

Tebal pelat = 135 mm

Penutup beton = 25 mm

$\rho_{bal.} = 0.0491118$

$\rho_{max.} = 0.0368338$

$\rho_{min.} = 0.004375$

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	Daerah	d (mm)	Mu (N.mm)	Rn (MPa)	m	ρ perlu	ρ pakai	Tulangan utama			Tulangan Bagi		
										As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)	As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)
A	3.000	5.400	Tump. X	105.235	-1.066E+07	1.203	10.756	0.00384	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	3.000	5.400	Lap. X	105.235	1.066E+07	1.203	10.756	0.00384	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	3.000	5.400	Tump. Y	95.705	-1.066E+07	1.455	10.756	0.00466	0.00466	4.462	D.10 - 16	4.714	0.892	D.8 - 50	1.006
	3.000	5.400	Lap. Y	95.705	1.066E+07	1.455	10.756	0.00466	0.00466	4.462	D.10 - 16	4.714	0.892	D.8 - 50	1.006
B	5.400	6.500	Tump. X	105.235	-8.493E+06	0.959	10.756	0.00305	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.500	Lap. X	105.235	8.493E+06	0.959	10.756	0.00305	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.500	Tump. Y	95.705	-6.328E+06	0.864	10.756	0.00274	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.500	Lap. Y	95.705	6.328E+06	0.864	10.756	0.00274	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
C	5.400	6.400	Tump. X	105.235	-4.589E+06	0.518	10.756	0.00163	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.400	Lap. X	105.235	4.589E+06	0.518	10.756	0.00163	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.400	Tump. Y	95.705	-2.591E+06	0.354	10.756	0.00111	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.400	Lap. Y	95.705	2.591E+06	0.354	10.756	0.00111	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
D	4.800	5.400	Tump. X	105.235	-2.954E+06	0.333	10.756	0.00105	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	4.800	5.400	Lap. X	105.235	2.954E+06	0.333	10.756	0.00105	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	4.800	5.400	Tump. Y	95.705	-1.710E+06	0.233	10.756	0.00073	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
	4.800	5.400	Lap. Y	95.705	1.710E+06	0.233	10.756	0.00073	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
E	3.200	5.400	Tump. X	105.235	-2.308E+06	0.260	10.756	0.00082	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	3.200	5.400	Lap. X	105.235	2.308E+06	0.260	10.756	0.00082	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
	3.200	5.400	Tump. Y	95.705	-1.857E+06	0.253	10.756	0.00080	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
	3.200	5.400	Lap. Y	95.705	1.857E+06	0.253	10.756	0.00080	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006

TABEL 3.1. PERHITUNGAN MOMEN PELAT ROOFING

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	qDL (kg/m ²)	qLL (kg/m ²)	qu (kg/m ²)	Daerah	Ly/Lx	C	Mu (kg.m)	Mu (N.mm)
A	3.000	5.400	469	100	722.8	Tump. X	1.800	-60.000	-3.903E+02	-3.903E+06
	3.000	5.400	469	100	722.8	Lap. X	1.800	60.000	3.903E+02	3.903E+06
	3.000	5.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.800	-35.000	-2.277E+02	-2.277E+06
	3.000	5.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.800	35.000	2.277E+02	2.277E+06
B	5.400	6.500	469	100	722.8	Tump. X	1.204	-46.148	-9.727E+02	-9.727E+06
	5.400	6.500	469	100	722.8	Lap. X	1.204	46.148	9.727E+02	9.727E+06
	5.400	6.500	469	100	722.8	Tump. Y	1.204	-38.000	-8.009E+02	-8.009E+06
	5.400	6.500	469	100	722.8	Lap. Y	1.204	38.000	8.009E+02	8.009E+06
C	5.400	6.400	469	100	722.8	Tump. X	1.185	-45.407	-9.570E+02	-9.570E+06
	5.400	6.400	469	100	722.8	Lap. X	1.185	45.407	9.570E+02	9.570E+06
	5.400	6.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.185	-37.852	-7.978E+02	-7.978E+06
	5.400	6.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.185	37.852	7.978E+02	7.978E+06
D	4.800	5.400	469	100	722.8	Tump. X	1.125	-43.000	-7.161E+02	-7.161E+06
	4.800	5.400	469	100	722.8	Lap. X	1.125	43.000	7.161E+02	7.161E+06
	4.800	5.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.125	-37.250	-6.203E+02	-6.203E+06
	4.800	5.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.125	37.250	6.203E+02	6.203E+06
E	3.200	5.400	469	100	722.8	Tump. X	1.688	-58.875	-4.358E+02	-4.358E+06
	3.200	5.400	469	100	722.8	Lap. X	1.688	58.875	4.358E+02	4.358E+06
	3.200	5.400	469	100	722.8	Tump. Y	1.688	-36.000	-2.665E+02	-2.665E+06
	3.200	5.400	469	100	722.8	Lap. Y	1.688	36.000	2.665E+02	2.665E+06
F	2.800	4.800	469	100	722.8	Tump. X	1.714	-59.143	-3.351E+02	-3.351E+06
	2.800	4.800	469	100	722.8	Lap. X	1.714	59.143	3.351E+02	3.351E+06
	2.800	4.800	469	100	722.8	Tump. Y	1.714	-35.857	-2.032E+02	-2.032E+06
	2.800	4.800	469	100	722.8	Lap. Y	1.714	35.857	2.032E+02	2.032E+06
I	6.400	6.500	469	100	722.8	Tump. X	1.016	-36.938	-1.094E+03	-1.094E+07
	6.400	6.500	469	100	722.8	Lap. X	1.016	36.938	1.094E+03	1.094E+07
	6.400	6.500	469	100	722.8	Tump. Y	1.016	-36.156	-1.070E+03	-1.070E+07
	6.400	6.500	469	100	722.8	Lap. Y	1.016	36.156	1.070E+03	1.070E+07
K.2	2.800	3.200	469	100	722.8	Tump. X	1.143	-43.714	-2.477E+02	-2.477E+06
	2.800	3.200	469	100	722.8	Lap. X	1.143	43.714	2.477E+02	2.477E+06
	2.800	3.200	469	100	722.8	Tump. Y	1.143	-37.429	-2.121E+02	-2.121E+06
	2.800	3.200	469	100	722.8	Lap. Y	1.143	37.429	2.121E+02	2.121E+06
A.1	3.000	6.400	469	100	722.8	Tump. X	2.133	-62.000	-4.033E+02	-4.033E+06
	3.000	6.400	469	100	722.8	Lap. X	2.133	62.000	4.033E+02	4.033E+06
	3.000	6.400	469	100	722.8	Tump. Y	2.133	-34.000	-2.212E+02	-2.212E+06
	3.000	6.400	469	100	722.8	Lap. Y	2.133	34.000	2.212E+02	2.212E+06

EL 3.2. PENULANGAN LENTUR PELAT ROOFING

35 MPa
 320 MPa
 pelat = 135 mm
 up beton = 25 mm

$\rho_{bal} = 0.0491118$
 $\rho_{max} = 0.0368338$
 $\rho_{min} = 0.004375$

Lx (m)	Ly (m)	Daerah	d (mm)	Mu (N.mm)	Rn (MPa)	m	ρ perlu	ρ pakai	Tulangan utama			Tulangan Bagi		
									As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)	As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)
3.000	5.400	Tump. X	105.235	-3.903E+06	0.441	10.756	0.00139	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.000	5.400	Lap. X	105.235	3.903E+06	0.441	10.756	0.00139	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.000	5.400	Tump. Y	95.705	-2.277E+06	0.311	10.756	0.00098	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
3.000	5.400	Lap. Y	95.705	2.277E+06	0.311	10.756	0.00098	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
5.400	6.500	Tump. X	105.235	-9.727E+06	1.098	10.756	0.00350	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
5.400	6.500	Lap. X	105.235	9.727E+06	1.098	10.756	0.00350	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
5.400	6.500	Tump. Y	95.705	-8.009E+06	1.093	10.756	0.00348	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
5.400	6.500	Lap. Y	95.705	8.009E+06	1.093	10.756	0.00348	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
5.400	6.400	Tump. X	105.235	-9.570E+06	1.080	10.756	0.00344	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
5.400	6.400	Lap. X	105.235	9.570E+06	1.080	10.756	0.00344	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
5.400	6.400	Tump. Y	95.705	-7.978E+06	1.089	10.756	0.00347	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
5.400	6.400	Lap. Y	95.705	7.978E+06	1.089	10.756	0.00347	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
4.800	5.400	Tump. X	105.235	-7.161E+06	0.808	10.756	0.00256	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
4.800	5.400	Lap. X	105.235	7.161E+06	0.808	10.756	0.00256	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
4.800	5.400	Tump. Y	95.705	-6.203E+06	0.847	10.756	0.00268	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
4.800	5.400	Lap. Y	95.705	6.203E+06	0.847	10.756	0.00268	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
3.200	5.400	Tump. X	105.235	-4.358E+06	0.492	10.756	0.00155	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.200	5.400	Lap. X	105.235	4.358E+06	0.492	10.756	0.00155	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.200	5.400	Tump. Y	95.705	-2.665E+06	0.364	10.756	0.00114	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
3.200	5.400	Lap. Y	95.705	2.665E+06	0.364	10.756	0.00114	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
2.800	4.800	Tump. X	105.235	-3.351E+06	0.378	10.756	0.00119	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
2.800	4.800	Lap. X	105.235	3.351E+06	0.378	10.756	0.00119	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
2.800	4.800	Tump. Y	95.705	-2.032E+06	0.277	10.756	0.00087	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
2.800	4.800	Lap. Y	95.705	2.032E+06	0.277	10.756	0.00087	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
6.400	6.500	Tump. X	105.235	-1.094E+07	1.234	10.756	0.00394	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
6.400	6.500	Lap. X	105.235	1.094E+07	1.234	10.756	0.00394	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
6.400	6.500	Tump. Y	95.705	-1.070E+07	1.461	10.756	0.00468	0.00468	4.482	D.10 - 16	4.714	0.896	D.8 - 50	1.006
6.400	6.500	Lap. Y	95.705	1.070E+07	1.461	10.756	0.00468	0.00468	4.482	D.10 - 16	4.714	0.896	D.8 - 50	1.006
2.800	3.200	Tump. X	105.235	-2.477E+06	0.280	10.756	0.00088	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
2.800	3.200	Lap. X	105.235	2.477E+06	0.280	10.756	0.00088	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
2.800	3.200	Tump. Y	95.705	-2.121E+06	0.289	10.756	0.00091	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
2.800	3.200	Lap. Y	95.705	2.121E+06	0.289	10.756	0.00091	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
3.000	6.400	Tump. X	105.235	-4.033E+06	0.455	10.756	0.00143	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.000	6.400	Lap. X	105.235	4.033E+06	0.455	10.756	0.00143	0.00438	4.604	D.10 - 16	4.714	0.921	D.8 - 50	1.006
3.000	6.400	Tump. Y	95.705	-2.212E+06	0.302	10.756	0.00095	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006
3.000	6.400	Lap. Y	95.705	2.212E+06	0.302	10.756	0.00095	0.00438	4.187	D.10 - 16	4.714	0.837	D.8 - 50	1.006

TABEL 3.1. PERHITUNGAN MOMEN PELAT RUANG MESIN

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	qDL (kg/m ²)	qLL (kg/m ²)	qu (kg/m ²)	Daerah	Ly/Lx	C	Mu (kg.m)	Mu (N.mm)
G	4.800	6.400	515	400	1258	Tump. X	1.333	-51.000	-1.478E+03	-1.478E+07
	4.800	6.400	515	400	1258	Lap. X	1.333	51.000	1.478E+03	1.478E+07
	4.800	6.400	515	400	1258	Tump. Y	1.333	-38.000	-1.101E+03	-1.101E+07
	4.800	6.400	515	400	1258	Lap. Y	1.333	38.000	1.101E+03	1.101E+07
H	3.200	6.400	515	400	1258	Tump. X	2.000	-62.000	-7.987E+02	-7.987E+06
	3.200	6.400	515	400	1258	Lap. X	2.000	62.000	7.987E+02	7.987E+06
	3.200	6.400	515	400	1258	Tump. Y	2.000	-35.000	-4.509E+02	-4.509E+06
	3.200	6.400	515	400	1258	Lap. Y	2.000	35.000	4.509E+02	4.509E+06
J	3.400	6.400	515	400	1258	Tump. X	1.882	-60.824	-8.845E+02	-8.845E+06
	3.400	6.400	515	400	1258	Lap. X	1.882	60.824	8.845E+02	8.845E+06
	3.400	6.400	515	400	1258	Tump. Y	1.882	-35.000	-5.090E+02	-5.090E+06
	3.400	6.400	515	400	1258	Lap. Y	1.882	35.000	5.090E+02	5.090E+06
K.1	2.600	3.200	515	400	1258	Tump. X	1.231	-47.231	-4.017E+02	-4.017E+06
	2.600	3.200	515	400	1258	Lap. X	1.231	47.231	4.017E+02	4.017E+06
	2.600	3.200	515	400	1258	Tump. Y	1.231	-38.000	-3.232E+02	-3.232E+06
	2.600	3.200	515	400	1258	Lap. Y	1.231	38.000	3.232E+02	3.232E+06
L	6.400	6.400	515	400	1258	Tump. X	1.000	-36.000	-1.855E+03	-1.855E+07
	6.400	6.400	515	400	1258	Lap. X	1.000	36.000	1.855E+03	1.855E+07
	6.400	6.400	515	400	1258	Tump. Y	1.000	-36.000	-1.855E+03	-1.855E+07
	6.400	6.400	515	400	1258	Lap. Y	1.000	36.000	1.855E+03	1.855E+07
M	2.600	4.800	515	400	1258	Tump. X	1.846	-60.462	-5.142E+02	-5.142E+06
	2.600	4.800	515	400	1258	Lap. X	1.846	60.462	5.142E+02	5.142E+06
	2.600	4.800	515	400	1258	Tump. Y	1.846	-35.000	-2.976E+02	-2.976E+06
	2.600	4.800	515	400	1258	Lap. Y	1.846	35.000	2.976E+02	2.976E+06

TABEL 3.2. PENULANGAN LENTUR PELAT RUANG MESIN

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

Tebal pelat = 150 mm

Penutup beton = 25 mm

$\rho_{bal.} = 0.0491118$

$\rho_{max.} = 0.0368338$

$\rho_{min.} = 0.004375$

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	Dacrah	d (mm)	Mu (N.mm)	Rn (MPa)	m	ρ perlu	ρ pakai	Tulangan utama			Tulangan Bagi		
										As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)	As perlu (cm ²)	Pakai tulangan	As ada (cm ²)
G	4.800	6.400	Tump. X	120.235	-1.478E+07	1.278	10.756	0.00408	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	6.400	Lap. X	120.235	1.478E+07	1.278	10.756	0.00408	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	6.400	Tump. Y	110.705	-1.101E+07	1.123	10.756	0.00358	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	4.800	6.400	Lap. Y	110.705	1.101E+07	1.123	10.756	0.00358	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
II	3.200	6.400	Tump. X	120.235	-7.987E+06	0.691	10.756	0.00218	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	6.400	Lap. X	120.235	7.987E+06	0.691	10.756	0.00218	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	6.400	Tump. Y	110.705	-4.509E+06	0.460	10.756	0.00145	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.200	6.400	Lap. Y	110.705	4.509E+06	0.460	10.756	0.00145	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
J	3.400	6.400	Tump. X	120.235	-8.845E+06	0.765	10.756	0.00242	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.400	6.400	Lap. X	120.235	8.845E+06	0.765	10.756	0.00242	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.400	6.400	Tump. Y	110.705	-5.090E+06	0.519	10.756	0.00164	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.400	6.400	Lap. Y	110.705	5.090E+06	0.519	10.756	0.00164	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
K.1	2.600	3.200	Tump. X	120.235	-4.017E+06	0.347	10.756	0.00109	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.600	3.200	Lap. X	120.235	4.017E+06	0.347	10.756	0.00109	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.600	3.200	Tump. Y	110.705	-3.232E+06	0.330	10.756	0.00104	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	2.600	3.200	Lap. Y	110.705	3.232E+06	0.330	10.756	0.00104	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
L	6.400	6.400	Tump. X	120.235	-1.855E+07	1.604	10.756	0.00516	0.00516	6.198	D.10-12	6.54	1.240	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.400	Lap. X	120.235	1.855E+07	1.604	10.756	0.00516	0.00516	6.198	D.10-12	6.54	1.240	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.400	Tump. Y	110.705	-1.855E+07	1.892	10.756	0.00611	0.00611	6.768	D.10-10	7.85	1.354	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.400	Lap. Y	110.705	1.855E+07	1.892	10.756	0.00611	0.00611	6.768	D.10-10	7.85	1.354	D.8 - 33	1.509
M	2.600	4.800	Tump. X	120.235	-5.142E+06	0.445	10.756	0.00140	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.600	4.800	Lap. X	120.235	5.142E+06	0.445	10.756	0.00140	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.600	4.800	Tump. Y	110.705	-2.976E+06	0.304	10.756	0.00095	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	2.600	4.800	Lap. Y	110.705	2.976E+06	0.304	10.756	0.00095	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006

TABEL 3.1. PERHITUNGAN MOMEN PELAT LANTAI 1, 2, 3, 4, 5, DAN 6

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	qDL (kg/m ²)	qLL (kg/m ²)	qu (kg/m ²)	Daerah	Ly/Lx	C	Mu (kg.m)	Mu (N.mm)
A	3.000	5.400	515	250	1018	Tump. X	1.800	-60.000	-5.497E+02	-5.497E+06
	3.000	5.400	515	250	1018	Lap. X	1.800	60.000	5.497E+02	5.497E+06
	3.000	5.400	515	250	1018	Tump. Y	1.800	-35.000	-3.207E+02	-3.207E+06
	3.000	5.400	515	250	1018	Lap. Y	1.800	35.000	3.207E+02	3.207E+06
B	5.400	6.500	515	250	1018	Tump. X	1.204	-46.148	-1.370E+03	-1.370E+07
	5.400	6.500	515	250	1018	Lap. X	1.204	46.148	1.370E+03	1.370E+07
	5.400	6.500	515	250	1018	Tump. Y	1.204	-38.000	-1.128E+03	-1.128E+07
	5.400	6.500	515	250	1018	Lap. Y	1.204	38.000	1.128E+03	1.128E+07
C	5.400	6.400	515	250	1018	Tump. X	1.185	-45.407	-1.348E+03	-1.348E+07
	5.400	6.400	515	250	1018	Lap. X	1.185	45.407	1.348E+03	1.348E+07
	5.400	6.400	515	250	1018	Tump. Y	1.185	-37.852	-1.124E+03	-1.124E+07
	5.400	6.400	515	250	1018	Lap. Y	1.185	37.852	1.124E+03	1.124E+07
D	4.800	5.400	515	250	1018	Tump. X	1.125	-43.000	-1.009E+03	-1.009E+07
	4.800	5.400	515	250	1018	Lap. X	1.125	43.000	1.009E+03	1.009E+07
	4.800	5.400	515	250	1018	Tump. Y	1.125	-37.250	-8.737E+02	-8.737E+06
	4.800	5.400	515	250	1018	Lap. Y	1.125	37.250	8.737E+02	8.737E+06
E	3.200	5.400	515	250	1018	Tump. X	1.688	-58.875	-6.137E+02	-6.137E+06
	3.200	5.400	515	250	1018	Lap. X	1.688	58.875	6.137E+02	6.137E+06
	3.200	5.400	515	250	1018	Tump. Y	1.688	-36.000	-3.753E+02	-3.753E+06
	3.200	5.400	515	250	1018	Lap. Y	1.688	36.000	3.753E+02	3.753E+06
F	2.800	4.800	515	250	1018	Tump. X	1.714	-59.143	-4.720E+02	-4.720E+06
	2.800	4.800	515	250	1018	Lap. X	1.714	59.143	4.720E+02	4.720E+06
	2.800	4.800	515	250	1018	Tump. Y	1.714	-35.857	-2.862E+02	-2.862E+06
	2.800	4.800	515	250	1018	Lap. Y	1.714	35.857	2.862E+02	2.862E+06
G	4.800	6.400	515	250	1018	Tump. X	1.333	-51.000	-1.196E+03	-1.196E+07
	4.800	6.400	515	250	1018	Lap. X	1.333	51.000	1.196E+03	1.196E+07
	4.800	6.400	515	250	1018	Tump. Y	1.333	-38.000	-8.913E+02	-8.913E+06
	4.800	6.400	515	250	1018	Lap. Y	1.333	38.000	8.913E+02	8.913E+06
H	3.200	6.400	515	250	1018	Tump. X	2.000	-62.000	-6.463E+02	-6.463E+06
	3.200	6.400	515	250	1018	Lap. X	2.000	62.000	6.463E+02	6.463E+06
	3.200	6.400	515	250	1018	Tump. Y	2.000	-35.000	-3.649E+02	-3.649E+06
	3.200	6.400	515	250	1018	Lap. Y	2.000	35.000	3.649E+02	3.649E+06
I	6.400	6.500	515	250	1018	Tump. X	1.016	-36.938	-1.540E+03	-1.540E+07
	6.400	6.500	515	250	1018	Lap. X	1.016	36.938	1.540E+03	1.540E+07
	6.400	6.500	515	250	1018	Tump. Y	1.016	-36.156	-1.508E+03	-1.508E+07
	6.400	6.500	515	250	1018	Lap. Y	1.016	36.156	1.508E+03	1.508E+07
J	3.400	6.400	515	250	1018	Tump. X	1.882	-62.235	-7.324E+02	-7.324E+06
	3.400	6.400	515	250	1018	Lap. X	1.882	62.235	7.324E+02	7.324E+06
	3.400	6.400	515	250	1018	Tump. Y	1.882	-35.000	-4.119E+02	-4.119E+06
	3.400	6.400	515	250	1018	Lap. Y	1.882	35.000	4.119E+02	4.119E+06

TABEL 3.2. PENULANGAN LENTUR PELAT LANTAI 1, 2, 3, 4, 5 DAN 6

fc' = 35 MPa

fy = 320 MPa

Tebal pelat = 150 mm

Penutup beton = 25 mm

ρ_{bal} = 0.04911175

ρ_{max} = 0.03683381

ρ_{min} = 0.004375

Type Pelat	Lx (m)	Ly (m)	Daerah	d (mm)	Mu (N.mm)	Rn (MPa)	m	ρ perlu	ρ pakai	Tulangan utama			Tulangan Bagi		
										As perlu (cm²)	Pakai tulangan	As ada (cm²)	As perlu (cm²)	Pakai tulangan	As ada (cm²)
A	3.000	5.400	Tump. X	120.235	-5.497E+06	0.475	10.756	0.00150	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.000	5.400	Lap. X	120.235	5.497E+06	0.475	10.756	0.00150	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.000	5.400	Tump. Y	110.705	-3.207E+06	0.327	10.756	0.00103	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.000	5.400	Lap. Y	110.705	3.207E+06	0.327	10.756	0.00103	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
B	5.400	6.500	Tump. X	120.235	-1.370E+07	1.185	10.756	0.00378	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	5.400	6.500	Lap. X	120.235	1.370E+07	1.185	10.756	0.00378	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	5.400	6.500	Tump. Y	110.705	-1.128E+07	1.151	10.756	0.00367	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.500	Lap. Y	110.705	1.128E+07	1.151	10.756	0.00367	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
C	5.400	6.400	Tump. X	120.235	-1.348E+07	1.165	10.756	0.00372	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	5.400	6.400	Lap. X	120.235	1.348E+07	1.165	10.756	0.00372	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	5.400	6.400	Tump. Y	110.705	-1.124E+07	1.146	10.756	0.00365	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	5.400	6.400	Lap. Y	110.705	1.124E+07	1.146	10.756	0.00365	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
D	4.800	5.400	Tump. X	120.235	-1.009E+07	0.872	10.756	0.00277	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	5.400	Lap. X	120.235	1.009E+07	0.872	10.756	0.00277	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	5.400	Tump. Y	110.705	-8.737E+06	0.891	10.756	0.00283	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	4.800	5.400	Lap. Y	110.705	8.737E+06	0.891	10.756	0.00283	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
E	3.200	5.400	Tump. X	120.235	-6.137E+06	0.531	10.756	0.00167	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	5.400	Lap. X	120.235	6.137E+06	0.531	10.756	0.00167	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	5.400	Tump. Y	110.705	-3.753E+06	0.383	10.756	0.00120	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.200	5.400	Lap. Y	110.705	3.753E+06	0.383	10.756	0.00120	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
F	2.800	4.800	Tump. X	120.235	-4.720E+06	0.408	10.756	0.00128	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.800	4.800	Lap. X	120.235	4.720E+06	0.408	10.756	0.00128	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	2.800	4.800	Tump. Y	110.705	-2.862E+06	0.292	10.756	0.00092	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	2.800	4.800	Lap. Y	110.705	2.862E+06	0.292	10.756	0.00092	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
G	4.800	6.400	Tump. X	120.235	-1.196E+07	1.034	10.756	0.00329	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	6.400	Lap. X	120.235	1.196E+07	1.034	10.756	0.00329	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	4.800	6.400	Tump. Y	110.705	-8.913E+06	0.909	10.756	0.00289	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	4.800	6.400	Lap. Y	110.705	8.913E+06	0.909	10.756	0.00289	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
H	3.200	6.400	Tump. X	120.235	-6.463E+06	0.559	10.756	0.00176	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	6.400	Lap. X	120.235	6.463E+06	0.559	10.756	0.00176	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.200	6.400	Tump. Y	110.705	-3.649E+06	0.372	10.756	0.00117	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.200	6.400	Lap. Y	110.705	3.649E+06	0.372	10.756	0.00117	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
I	6.400	6.500	Tump. X	120.235	-1.540E+07	1.332	10.756	0.00426	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.500	Lap. X	120.235	1.540E+07	1.332	10.756	0.00426	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.500	Tump. Y	110.705	-1.508E+07	1.538	10.756	0.00494	0.00494	5.465	D.10 - 14	5.5	1.093	D.8 - 33	1.509
	6.400	6.500	Lap. Y	110.705	1.508E+07	1.538	10.756	0.00494	0.00494	5.465	D.10 - 14	5.5	1.093	D.8 - 33	1.509
J	3.400	6.400	Tump. X	120.235	-7.324E+06	0.633	10.756	0.00200	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.400	6.400	Lap. X	120.235	7.324E+06	0.633	10.756	0.00200	0.00438	5.260	D.10 - 14	5.5	1.052	D.8 - 33	1.509
	3.400	6.400	Tump. Y	110.705	-4.119E+06	0.420	10.756	0.00132	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006
	3.400	6.400	Lap. Y	110.705	4.119E+06	0.420	10.756	0.00132	0.00438	4.843	D.10 - 14	5.5	0.969	D.8 - 50	1.006

BAB EMPAT

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.2. PERENCANAAN TANGGA

4.2.1. Anggapan Di Dalam Perhitungan

Tangga pada gedung ini terdiri dari dua tipe, yaitu tipe **A** dan **B**. Dimana tangga yang pertama yaitu tangga tipe **A**, dimodelkan sebagai tangga yang bertumpu pada dua sisinya, yaitu bertumpu jepit pada shearwall dan bertumpu rol pada shearwall baik untuk tangga atas maupun tangga bawah. Sedangkan tangga yang kedua yaitu tipe **B** dimodelkan sebagai sistem tangga yang bertumpu pada dua sisinya, yaitu bertumpu jepit pada balok tie-beam dan bertumpu rol pada shearwall untuk tangga bawah sedangkan untuk tangga atas dimodelkan sebagai sistem tangga yang bertumpu pada dua sisinya, yaitu bertumpu jepit pada shearwall dan bertumpu rol pada shearwall. Baik



tangga tipe A maupun tipe B diberi pemisah antara tangga atas dan tangga bawah sebesar 10 cm. Adapun bentuk dan permodelan dari beberapa tipe tangga yang ada dapat dilihat pada halaman 6 s/d 7.

4.2.2. Data-Data Perencanaan

Adapun data-data umum perencanaan tangga adalah :

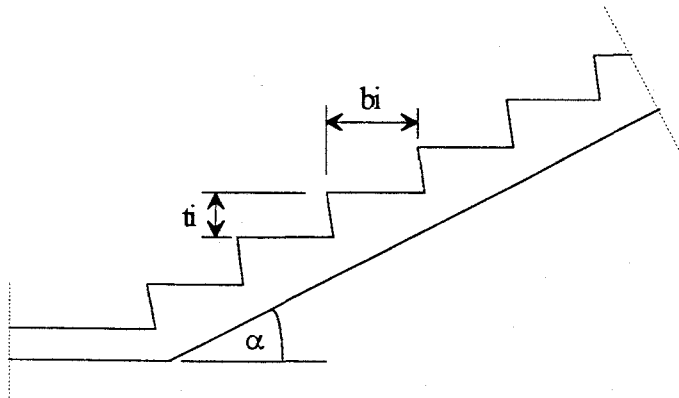
- Mutu beton $= f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Mutu baja $= \text{U.32} \quad (f_y = 320 \text{ MPa})$
- Tebal pelat tangga $= 19 \text{ cm}$ (Untuk tangga tipe A)
 $= 19 \text{ cm}$ (Untuk tangga tipe B)
- Tebal pelat bordes $= 15 \text{ cm}$ (Untuk tangga tipe A)
 $= 15 \text{ cm}$ (Untuk tangga tipe B)
- Tinggi antar lantai $= 400 \text{ cm}$
- Tinggi injakan (t_i) $= 18.18 \text{ cm}$
- Lebar injakan (b_i) $= 25 \text{ cm}$
- Jumlah anak tangga $= 400 / 18.18 = 22 \text{ buah}$

$$\text{Kontrol : } 2 \times 18.18 + 25 = 61.36 \text{ cm} > 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$< 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

- Jumlah tanjakan (n_t) $= 11$ (baik untuk tangga atas maupun tangga bawah)
- Jumlah injakan (n_i) $= 10$ (baik untuk tangga atas maupun tangga bawah)
- Sudut kemiringan tangga (α) $= \text{Arc tg} \left(\frac{0.1818}{0.25} \right) = 36^\circ$
- Panjang tangga miring $= \sqrt{(25 \times 10)^2 + (200)^2} = 320.156 \text{ cm}$



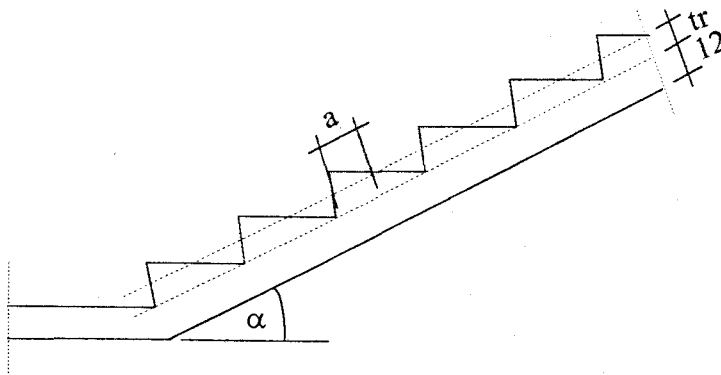


GAMBAR 4.1. DIMENSI ANAK TANGGA

4.2.3. Pembebanan Tangga

Beban-beban yang bekerja pada tangga meliputi berat sendiri tangga ditambah beban hidup merata di atasnya.

1. Perhitungan Tebal Rata-Rata Pelat Tangga



GAMBAR 4.2. TEBAL RATA-RATA PELAT TANGGA





$$\begin{aligned} \mathbf{qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 706.65 + 1,6 \times 300 = 1327.98 \quad \text{kg/m}^2 \end{aligned}$$

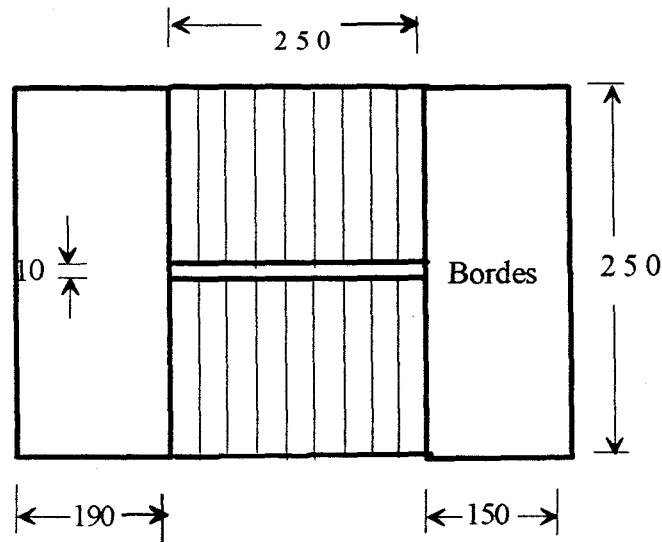
- Pelat bordes	= 0,15 x 2400	= 360 kg/m ²
- Spesi + keramik	= (1 x 21) + (3 x 24)	= 93 kg/m ²
- Sandaran		= 50 kg/m ²
		<hr/>
	DL	= 503 kg/m ²

$$\begin{aligned} \mathbf{qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 503 + 1,6 \times 300 = 1083.6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

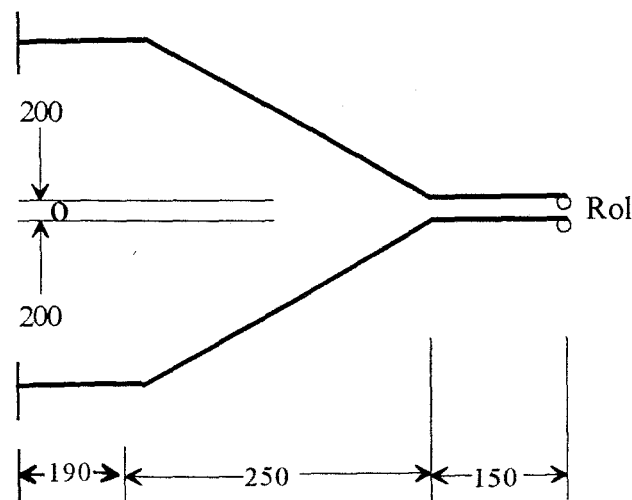
MODIFIKASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR
NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA DENGAN BALOK PRATEKAN PARSIAL



> Tangga Tipe A



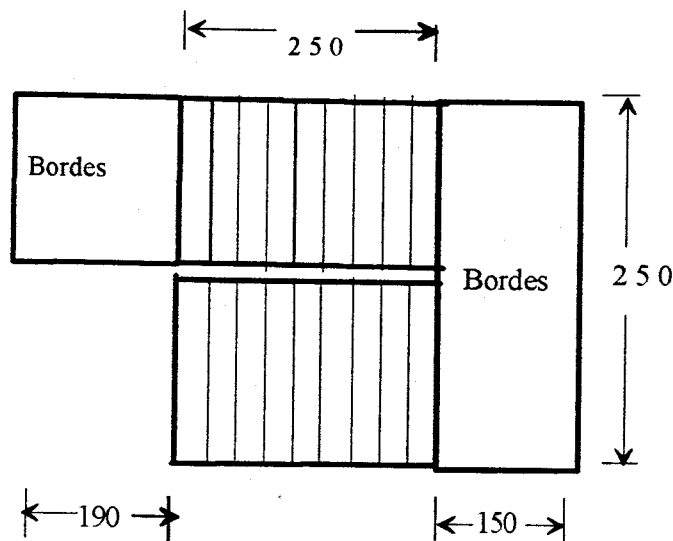
GAMBAR 4.3. TANGGA TIPE A



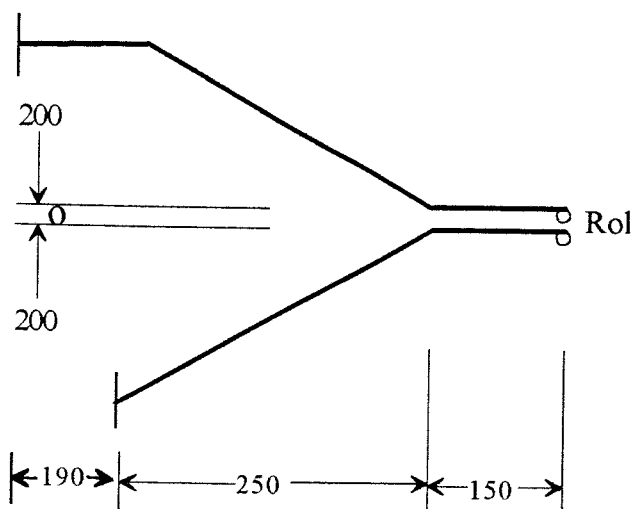
GAMBAR 4.4.. MODEL PERLETAKAN TANGGA TIPE A



➤ Tangga Tipe B



GAMBAR 4.5. TANGGA TIPE B



GAMBAR 4.6.. MODEL PERLETAKAN TANGGA TIPE B



4.2.5. Perhitungan Penulangan Tangga

Pada penulangan lentur tangga, gaya aksial tekan dapat diabaikan sedangkan gaya aksial tarik dihitung secara tersendiri kemudian ditambahkan pada tulangan tekan.

Cara perhitungan tulangan pada tangga adalah sama seperti perhitungan tulangan pada pelat satu arah dengan menganggap lebar = 1 meter.

Contoh Perhitungan

Sebagai contoh perhitungan penulangan tangga, diambil dari tangga tipe A (lihat gambar 4.3 dan 4.4).

Data Umum Bahan

- Tebal pelat = 19 cm
- Decking = 2 cm (SK SNI '91, Ayat 3.16.7 butir 1 sub butir c)
- Φ tulangan = D.22 (untuk tulangan arah X)
= D.22 (untuk tulangan arah Y)
- Mutu beton = ($f_c' = 35$ Mpa)
- Mutu baja = U.32 ($f_y = 320$ Mpa)
- ρ_{\max} = 0,036834
- ρ_{\min} = 0,004375



□ Penulangan Lentur

➤ Penulangan tangga bawah pada daerah tumpuan

$$- N_u = 1.211 \text{ E}+5 \text{ N (tarik)}$$

$$- M_u = 3.405 \text{ E}+7 \text{ N.mm}$$

$$- b = 1000 \text{ mm}$$

$$- d = 120 - 20 - 0,5 \times 22 = 89 \text{ mm}$$

$$\diamond m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{320}{0,85 \cdot 35} = 10.756$$

$$\diamond R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.405 \text{ E}+07}{0,8 \cdot 1000 \cdot 89^2} = 5.385$$

$$\begin{aligned} \diamond \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 5.385}{320}} \right) \\ &= 0,01871 > \rho_{\text{min}} = 0,004375 \end{aligned}$$

Jadi gunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,01871$

$$A_{s1} = \rho \cdot b \cdot d = 0,01871 \times 100 \times 8.9 = 16.635 \text{ cm}^2$$

□ Penulangan Aksial

$$A_{s2} = N_u / f_y = 1.211 \text{ E}+5 / 320 = 3.784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 16.635 + 3.784 = 20.418 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan D.22 - 16 cm ($A_s = 22.808 \text{ cm}^2$).

Kontrol spasi maksimum (SK SNI '91, Ayat 3.6.4 butir 2)

$$S_{\text{max}} = 2 \times t = 2 \times 12 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 16 \text{ cm} < S_{\text{max}} = 24 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{Ok !}$$



- Selanjutnya perhitungan penulangan pada daerah tumpuan dan lapangan untuk bordes dan tangga atas, dapat dilakukan melalui prosedur perhitungan yang sama seperti pada perhitungan penulangan tangga bawah pada daerah tumpuan di atas.

Dengan Catatan :

Dalam perhitungan tulangan lapangan, A_{s1} (akibat lentur) yang diperoleh harus ditambah dengan A_{s2} (akibat aksial tarik).

- $A_{s2} = N_u / f_y$
- $A_{s \text{ total}} = A_{s1} + A_{s2}$

☐ Penulangan Geser

Sumbangan kekuatan geser beton dapat dilihat pada SK SNI '91 yaitu :

1. Ayat 3.4.3 butir 1 sub butir 2, untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \cdot 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right)$$

2. Ayat 3.4.3 butir 2 sub butir 3, untuk komponen struktur yang mengalami gaya tarik aksial yang berarti :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \cdot 2 \cdot \left(1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g} \right)$$

Catatan :

- N_u adalah negatif untuk tarik
- N_u/A_g dinyatakan dalam MPa



Kedua rumus sumbangan kekuatan beton terhadap geser di atas dapat digunakan, tergantung mana yang lebih menentukan, apakah N_u -nya tekan atau tarik.

Sedangkan kekuatan geser beton yang diijinkan adalah :

$$V_c \text{ ijin} = \phi \cdot V_c$$

Untuk seluruh tangga tipe A maupun tangga tipe B , ternyata dari hasil analisa SAP 90 tidak didapatkan adanya geser pada kedua tipe tangga tersebut di atas. Hal ini adalah sesuai, yaitu bahwa gaya geser pada struktur pelat adalah kecil sehingga dapat diabaikan. Demikian pula pada struktur tangga, dimana strukturnya merupakan pelat sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.

Tulangan geser hanya dipasang praktis bersama-sama tulangan pembagi yang berupa tulangan arah melintang (tegak lurus tulangan memanjang) pada tepi atas dan bawah pelat tangga.

Untuk selanjutnya hasil perhitungan penulangan tangga lainnya dapat dilihat pada Tabel 4.1 s/d 4.2, lihat Lampiran C.



TABEL 4.1. PERHITUNGAN PENULANGAN LENTUR TANGGA TIPE - A

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ $\rho_{\text{bal}} = 0.04911$ Tul. utama arah Y = D.22
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ $\rho_{\text{max}} = 0.03683$ Tebal pelat tangga = 120 mm
Tebal pelat bordes = 150 mm $\rho_{\text{min}} = 0.00438$ Penutup beton = 20 mm

Jenis	Daerah	Mu (N.mm)	Vu (N)	Nu (N)	d (mm)	m	Rn (MPa)	ρ Perlu	ρ Pakai	As Aksial (cm ²)	As Lentur (cm ²)	As Pakai (cm ²)	Pakai Tulangan	As Ada (cm ²)
Bordes Atas-t	Tump.Y	49600000	-	17868	118.9	10.756	4.3856	0.0149	0.0149	0.5584	17.715	18.273	D.22 - 20	19.007
	Tump.Y	11508000	-	17868	118.9	10.756	1.0175	0.00324	0.00438	0.5584	5.2019	5.7603	D.22 - 50	7.603
Tangga Atas	Tump.Y	1.151E+07	-	121080	88.9	10.756	1.8201	0.00587	0.00587	3.7838	5.2215	9.0053	D.22 - 20	19.007
	Lap. Y	3.807E+07	-	121080	88.9	10.756	6.0216	0.02124	0.02124	3.7838	18.887	22.67	D.22 - 16	22.808
	Tump.Y	3.405E+07	-	121080	88.9	10.756	5.3852	0.01871	0.01871	3.7838	16.635	20.418	D.22 - 16	22.808
Bordes Atas-b	Tump.Y	34048000	-	22432	118.9	10.756	3.0105	0.00994	0.00994	0.701	11.818	12.519	D.22 - 20	19.007
	Tump. Y	0	-	22432	118.9	10.756	0	0	0.00438	0.701	5.2019	5.9029	D.22 - 50	7.603
Bordes Bawah-t	Tump.Y	0	-	22432	118.9	10.756	0	0	0.00438	0.701	5.2019	5.9029	D.22 - 50	7.603
	Tump. Y	34048000	-	22432	118.9	10.756	3.0105	0.00994	0.00994	0.701	11.818	12.519	D.22 - 20	19.007
Tangga Bawah	Tump.Y	3.405E+07	-	1.211E+05	89	10.756	5.385	0.01871	0.01871	3.784	16.635	20.418	D.22 - 16	22.808
	Lap. Y	3.807E+07	-	1.211E+05	89	10.756	6.022	0.02124	0.02124	3.784	18.887	22.670	D.22 - 16	22.808
	Tump.Y	1.151E+07	-	1.211E+05	89	10.756	1.820	0.00587	0.00587	3.784	5.222	9.005	D.22 - 20	19.007
Bordes Bawah	Lap.Y	1.151E+07	-	1.787E+04	119	10.756	1.018	0.00324	0.00438	0.558	5.202	5.760	D.22 - 50	7.603
	Tump Y	4.960E+07	-	1.787E+04	119	10.756	4.386	0.01490	0.01490	0.558	17.715	18.273	D.22 - 20	19.007

Catatan :

- Tulangan tambahan (As Aksial) = N_u / f_y (ditambahkan pada tulangan lentur)
- Kekuatan geser tjin beton $V_{uit} = 2E+05$ V_u ada (jadi tidak perlu tulangan geser)
- Untuk bordes, tulangan dipasang pada bagian atas dan bawah, baik pada lapangan maupun pada tumpuan
- Untuk tangga, tulangan tumpuan dipasang pada bagian atas sedangkan pada lapangan tulangan dipasang pada bagian bawah

TABEL 4.2. PERHITUNGAN PENULANGAN LENTUR TANGGA TIPE - B

 $f_c' = 35 \text{ MPa}$

ρ bal. = 0.04911

Tul. utama arah Y = D.22

 $f_y = 320 \text{ MPa}$

$\rho_{\max} = 0.03683$

Tebal pelat tangga = 120 mm

Tebal pelat bordes = 150 mm

ρ min 0.00438

Penutup beton 20 mm

Jenis	Daerah	Mu (N.mm)	Vu (N)	Nu (N)	d (mm)	m	Rn (MPa)	ρ Perlu	ρ Pakai	As Aksial (cm ²)	As Lentur (cm ²)	As Pakai (cm ²)	Pakai Tulangan	As Ada (cm ²)
Bordes Atas-t	Tump.Y	49600000	-	17868	118.9	10.756	4.3856	0.0149	0.0149	0.5584	17.715	18.273	D.22 - 20	19.007
	Tump.Y	11508000	-	17868	118.9	10.756	1.0175	0.00324	0.00438	0.5584	5.2019	5.7603	D.22 - 50	7.603
Tangga Atas	Tump.Y	1.151E+07	-	121080	88.9	10.756	1.8201	0.00587	0.00587	3.7838	5.2215	9.0053	D.22 - 20	19.007
	Lap. Y	3.807E+07	-	121080	88.9	10.756	6.0216	0.02124	0.02124	3.7838	18.887	22.67	D.22 - 16	22.808
	Tump.Y	3.405E+07	-	121080	88.9	10.756	5.3852	0.01871	0.01871	3.7838	16.635	20.418	D.22 - 16	22.808
Bordes Atas-b	Tump.Y	34048000	-	22432	118.9	10.756	3.0105	0.00994	0.00994	0.701	11.818	12.519	D.22 - 20	19.007
	Tump. Y	0	-	22432	118.9	10.756	0	0	0.00438	0.701	5.2019	5.9029	D.22 - 50	7.603
Bordes Bawah-t	Tump.Y	0	-	11312	118.9	10.756	0	0	0.00438	0.3535	5.2019	5.5554	D.22 - 50	7.603
	Tump.Y	16560000	-	11312	118.9	10.756	1.4642	0.00469	0.00469	0.3535	5.5814	5.9349	D.22 - 50	7.603
Tangga Bawah	Tump.Y	1.656E+07	-	3.279E+04	89	10.756	2.619	0.00858	0.00858	1.025	7.628	8.653	D.22 - 20	19.007
	Tump.Y	3.433E+07	-	3.279E+04	89	10.756	5.429	0.01889	0.01889	1.025	16.789	17.814	D.22 - 20	19.007

Catatan :

- Tulangan tambahan (As Aksial) = Nu/fy (ditambahkan pada tulangan lentur)
- Kekuatan geser ijin beton $V_{ui} = 2E+05 > V_u$ ada (jadi tidak perlu tulangan geser)
- Untuk bordes, tulangan dipasang pada bagian atas dan bawah, baik pada lapangan maupun pada tumpuan
- Untuk tangga, tulangan tumpuan dipasang pada bagian atas sedangkan pada lapangan tulangan dipasang pada bagian bawah

**BAB
LIMA**

PERENCANAAN BALOK PRATEKAN PARSIAL

5.1. INDEKS PRATEKANAN

Dalam menganalisa dan mendesain balok pratekan parsial, ada beberapa indeks yang digunakan untuk menyatakan tingkat pratekanan antara lain:

- **Rasio Pratekan Parsial (PPR)**

PPR digunakan untuk menyatakan rasio momen batas akibat baja pratekanan dengan momen batas akibat baja tarik total.

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)}{A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

dimana:

a = kedalaman blok tegangan

A_{ps} = luas baja pratekan



f_{ps} = tegangan batas nominal baja pratekan

A_s = luas tulangan tarik

f_y = tegangan leleh tulangan tarik

d_p = jarak serat tekan terluar ke pusat baja pratekan

d_s = jarak serat tekan terluar ke pusat baja lunak tarik

Nilai PPR berkisar antara nol dan satu

PPR = 0 berarti **penampang beton bertulang**

PPR = 1 berarti **penampang pratekan penuh**

Metode ini dikembangkan oleh Naaman dan Siriarkson

- **Derajat Pratekanan**

Derajat Pratekanan menyatakan rasio Momen Dekompresi dengan

Momen Lentur Total akibat beban kerja.

$$K = \frac{M_{dec}}{M_d + M_l}$$

Metode ini dikembangkan oleh Hugo Bachmann

- **Tegangan Hypothetical**

Jarang dipakai dibandingkan 2 pendekatan sebelumnya.

Dalam Tugas Akhir ini penulis memakai **Rasio Pratekan Parsial** untuk menyatakan indeks pratekanan. Hal ini disebabkan metode disain dengan PPR merupakan metode yang cukup lengkap, akurat dan memiliki ciri-ciri yang memuat filosofi ACI saat ini.



5.2.METODE DISAIN DARI NAAMAN

5.2.1. Kriteria Disain

Beberapa kriteria disain Balok Pratekan Parsial yang perlu diperhatikan pada kondisi beban kerja:

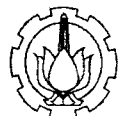
1. Tegangan yang diijinkan pada beton dan baja seharusnya tidak melampaui besaran yang diberikan pada tiap tahap pembebanan seperti pada awal pemberian pratekan maupun pada tahap beban kerja penuh
2. Perubahan tegangan pada tulangan (baja pratekan dan baja lunak) dan pada beton akibat pemberian beban berulang oleh beban hidup seharusnya kurang atau sama dengan perubahan tegangan maksimum yang disyaratkan dalam peraturan untuk menjamin pengaruh lelah.
3. Lebar retak maksimum akibat beban kerja penuh harus dibatasi
4. Camber total baik jangka pendek maupun jangka panjang akibat kombinasi gaya pratekanan, beban mati dan beban hidup harus memenuhi persyaratan dalam peraturan.

5.2.2.Disain Lentur

Prosedur disain untuk menghitung Aps dan As sebagai berikut:

1. Asumsi kan Rasio Pratekan Parsial (PPR)
2. Tentukan letak baja pratekan (dp) dan tulangan tarik (ds)
3. Menghitung d dari:

$$d = dp (PPR) + (1-PPR) ds$$



4. Menghitung ω dari

$$\omega(1 - 0.59 \omega) = \frac{M_u}{\phi b d^2 f_c'}$$

5. Menghitung gaya tekan beton yang terjadi

$$C_n = \omega b d f_c'$$

6. Menghitung letak garis netral c

$$c = 1.18 \omega d / \beta_1$$

7. Menghitung gaya tarik prategang yang diperlukan

$$F_n = C_n \cdot (PPR)$$

8. Menghitung gaya tarik non prategang yang diperlukan

$$T_n = (1 - PPR) C_n$$

9. Menghitung harga A_{ps}

$$A_{ps} = F_n / f_{ps}$$

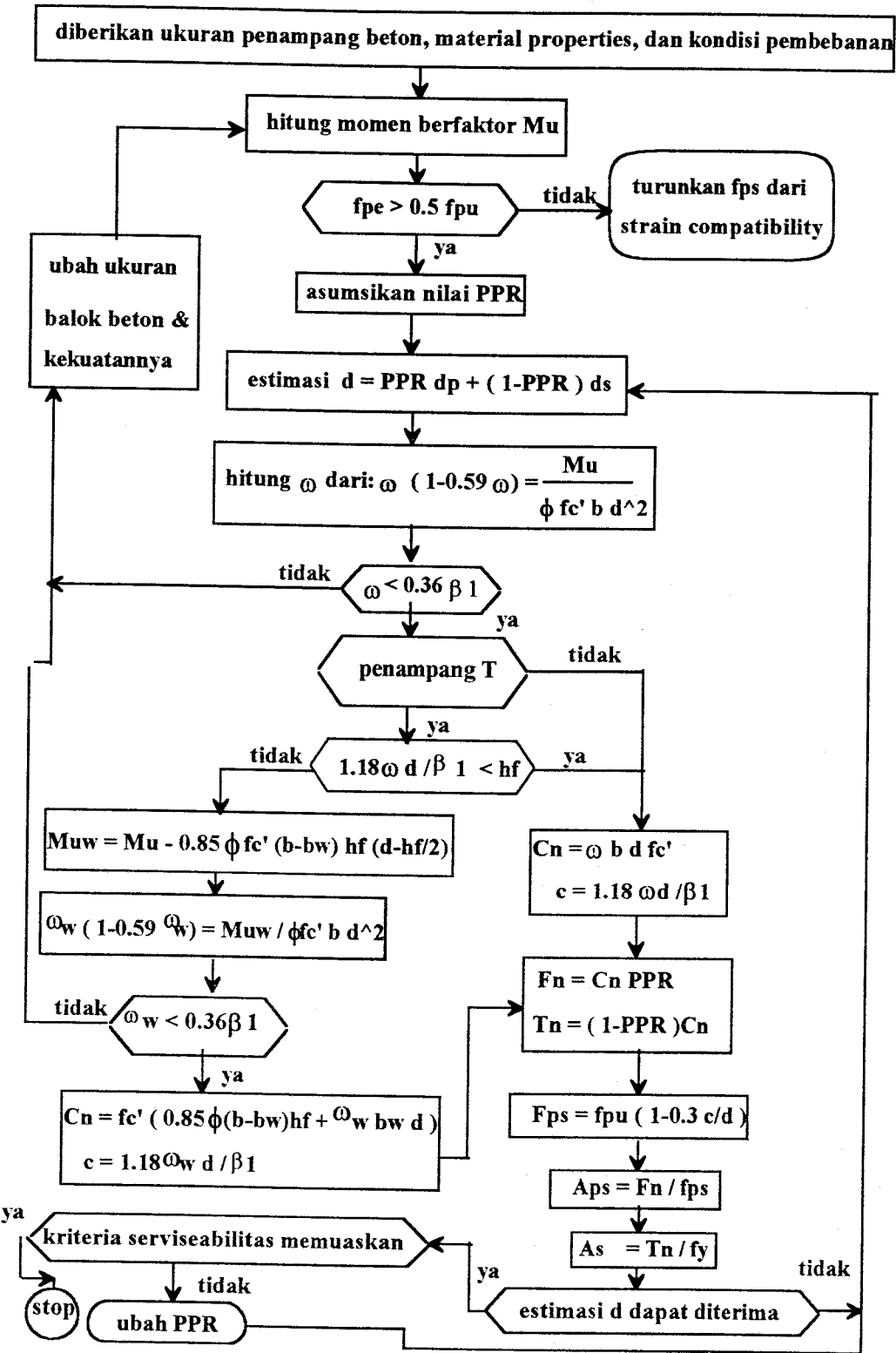
$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.3 \frac{c}{d} \right)$$

10. Menghitung harga A_s

$$A_s = T_n / f_y$$

Prosedur lengkap menghitung A_{ps} dan A_s balok pratekan parsial disajikan dalam bentuk flowchart.





5.2.3. Persyaratan Serviseabilitas

Setelah harga A_{ps} dan A_s diketahui, penampang dicek terhadap persyaratan serviseabilitas.

Persyaratan Serviseabilitas yang digunakan sesuai peraturan ACI, yaitu:

1. Perubahan tegangan yang diijinkan:

$0.1 f_{pu}$ atau $0.06 f_{pu}$ untuk baja pratekan

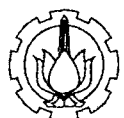
138 MPa untuk baja lunak

$(0.4 f_c' - f_{min} / 2)$ untuk beton

2. Defleksi yang diijinkan akibat beban hidup: $L / 180$
3. Defleksi yang diijinkan akibat tambahan pengaruh jangka panjang dan beban hidup: $L / 240$
4. Lebar retak maksimum 0.4 mm.

5.2.4. Analisa Penampang Tidak Retak

Penampang dikatakan tidak retak jika tegangan tarik serat terluar dari balok beton pratekan akibat kombinasi gaya pratekan dan momen luar lebih kecil daripada modulus runtuh beton. Tegangan dari penampang diperhitungkan dengan dasar sifat-sifat elastis dari penampang tidak retak. Analisa tegangan pada balok pratekan parsial memakai penampang yang ditransformasikan.



- Pada serat bawah

$$f_{cb} = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{A_{ct}} \left[1 + \frac{e_o}{k_t} \right] - \frac{M_d \cdot Y_b}{I_t}$$

Pada level baja pratekan

$$f_{cps} = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot \left[\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right] - \frac{M_d \cdot e_o}{I_t}$$

Pada level baja lunak

$$f_{cns} = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot \left[\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o \cdot (ds - Y_t)}{I_t} \right] - \frac{M_d \cdot (ds - Y_t)}{I_t}$$

- Tegangan pada baja lunak

$$f_s = -\frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cns}$$

$$f_s = -n_s \cdot \left\{ f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot \left[\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o \cdot (ds - Y_t)}{I_t} \right] - \frac{M_d \cdot (ds - Y_t)}{I_t} \right\}$$

- Tegangan pada baja pratekan

$$f_{ps} = f_{se}$$

5.2.5. Momen Retak dan Momen Dekompresi

5.2.5.1. Momen Retak

Retak terjadi jika tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai Modulus Runtuhnya.

Harga Modulus Runtuh menurut SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.2.5 butir 3

$$f_r = 0.7 \sqrt{f_{c'}}$$

Momen Retak ditentukan sebagai berikut:

$$M_{cr} = F \cdot (e_o + k_t) + f_r \cdot Z_b$$

$$M_{cr} = F \cdot (e_o + k_t) + 0.7 \sqrt{f_{c'}} \cdot Z_b$$

Dimana:

$$F = A_{ps} \cdot (f_{se} + \Delta f_{ps})$$

Dan

$$\Delta f_{ps} = \frac{E_{ps} \cdot (M_{cr} - M_d) \cdot e_o}{E_c \cdot \left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_o^2}{I} \right) \right] I_t}$$



Dari ketiga persamaan diatas besarnya Momen Retak

$$M_{cr} = \frac{Aps. fse. (eo + kt) \left[1 - \frac{eo. Eps. Md}{Ec. It. \left(fse + fse \frac{Eps}{Ec} \right)} \right] + 0.7 \sqrt{f_c'} Zb}{\left[1 - \frac{Aps (eo + kt) Eps eo}{\left[1 + Aps \frac{Eps}{Ec} \left(\frac{1}{Ac} + \frac{eo^2}{It} \right) \right] Ec. It} \right]}$$

$$M_{cr} = \frac{\left[It. \frac{Ec}{Eps} + Aps. (r^2 + eo^2) \right] \left[Aps. fse. (eo + kt) + 0.7 \sqrt{f_c'} Zb \right]}{It. \frac{Ec}{Eps} + Aps. (r^2 - eo.kt)}$$

$$- \frac{Aps. (eo + kt) eo Md}{It \frac{Ec}{Eps} + Aps (r^2 - eo.kt)}$$

5.2.5.2.Momen Dekompresi

Momen Dekompresi adalah momen yang menyebabkan dekomposisi pada serat bawah balok (fcb = 0)

Momen Dekompresi

$$f_{cb} = \frac{F}{Act} + \frac{F.eo.Yb}{It} - \frac{M_{dec}}{Zb} = 0$$

Dimana:

$$M_{dec} = Zb.F. \left[\frac{1}{Ac} + \frac{eo.Yb}{It} \right]$$

$$F = Aps. [fse + \Delta f_{ps}] = Aps.f_{ps}$$

$$\Delta f_{ps} = \frac{Eps. (M_{dec} - Md) eo}{I. Ec. \left[1 + \frac{Aps. Eps}{Ec} \left(\frac{1}{Ac} + \frac{eo^2}{It} \right) \right]}$$



$$M_{dec} = \frac{f_{se} - \frac{M_d \cdot e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}{\frac{1}{Z_b \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o \cdot Y_b}{I_t} \right) A_{ps}} - \frac{e_o \cdot E_{ps}}{\left(1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right) I_t \cdot E_c}}$$

Jadi Momen Dekompresi pada level baja pratekan

$$M_{dec_p} = \frac{f_{se} - \frac{M_d \cdot e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}{\frac{e_o}{I_t \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) A_{ps}} - \frac{e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}$$

Momen Dekompresi pada level baja lunak

$$M_{dec_n} = \frac{f_{se} - \frac{M_d \cdot e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}{\frac{(d_s - Y_t)}{I_t \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o (d_s - Y_t)}{I_t} \right) A_{ps}} - \frac{e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}$$

5.2.6. Analisa Penampang Retak

Jika suatu penampang mengalami retak, dianggap beton tidak lagi memberikan kontribusi pada tarikan. Maka penampang akan kehilangan sebagian dari kekakuannya, sehingga kekakuan penampang pada kondisi retak lebih kecil daripada penampang tidak retak.

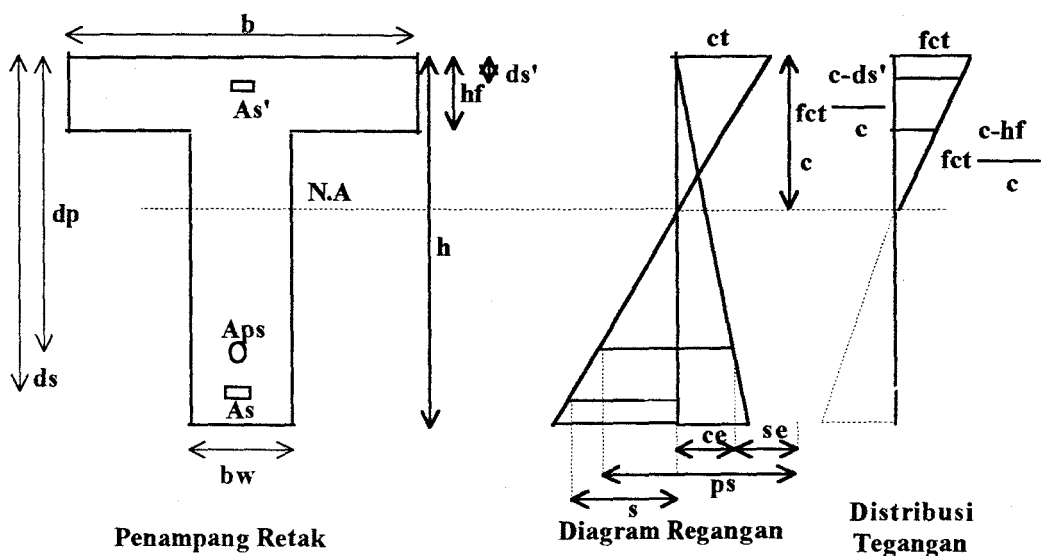
Retak terjadi jika Momen Dekompresi dilampaui.

Asumsi yang digunakan dalam analisa penampang retak:



1. Baik baja maupun beton adalah elastis linier pada tegangan yang ditinjau
2. Penampang bidang akan tetap bidang akibat lentur
3. Terjadi ikatan yang sempurna antara baja dengan beton
4. Beton tidak menahan tegangan tarik

Diasumsikan penampang T dari balok pratekan parsial kondisi retak



Gambar 5.2 Diagram Tegangan-Regangan Kondisi Retak

Dua kondisi keseimbangan:

$$A_{ps}.f_{ps} + A_s.f_s = b.f_{ct}.\frac{c}{2} + A_s'.f_s' - f_{ct}.\frac{(b-b_w)(c-h_f)^2}{2c}$$

dan

$$A_{ps}.f_{ps}.(d_p - \bar{x}) + A_s.f_s.(d_s - \bar{x}) = M$$

dimana

$$\bar{x} = \frac{1}{3} \left[\frac{b.c^3 - (b-b_w)(c-h_f)^2(c+2h_f) + 6.A_s'.(c-ds')ds'}{b.c^2 - (b-b_w)(c-h_f)^2 + 2.A_s'(c-ds')} \right]$$

Dari hubungan tegangan-regangan linier dan keselarasan regangan diperoleh:

$$\epsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c}$$



$$\varepsilon_s' = \frac{fs'}{E_s} = \frac{fct.(c-ds')}{Ec.c}$$

$$\varepsilon_s = \frac{fs}{E_s} = \frac{fct.(ds-c)}{Ec.c}$$

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce} + \frac{fct}{Ec} \left(\frac{dp-c}{c} \right)$$

$$fs = \frac{Es}{Ec} fct \left(\frac{ds-c}{c} \right)$$

$$fps = Eps. \varepsilon_{ps} = Eps.(\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}) + \frac{Eps}{Ec} fct \left(\frac{db-c}{c} \right)$$

Dari persamaan-persamaan diatas dapat dibuat persamaan pangkat tiga dalam c yaitu letak sumbu netral:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{Aps.Eps}{3M} (\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}) bw \right] c^3 + \left[bw - \frac{Aps.Eps}{M} (\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}) bw dp \right] c^2 + \\ & \left\langle 2(b-bw)hf + \frac{2.As.Es}{Ec} + \frac{2.As'.Es'}{Ec} + \frac{2.Aps.Eps}{Ec} - \frac{Aps.Eps}{M} (\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}) \right. \\ & \left. \left\{ 2.(b-bw)hf.dp - (b-bw)hf^2 - \frac{2.As.Es}{Ec} (ds-dp) - \frac{2.As'.Es'}{Ec} (ds' - dp) \right\} \right\rangle c \\ & - \left[(b-bw)hf^2 + \frac{2}{Ec} (As.Es.ds + As'.Es'.ds' + Aps.Eps.dp) \right] \\ & + \frac{Aps.Eps}{M} (\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}) \left\{ \frac{2}{3} (b-bw)hf^3 + \frac{2.As.Es}{Ec} (ds - dp)ds \right\} \\ & + \frac{2.As'.Es'.ds'}{Ec} (ds' - dp) - (b-bw)hf^2 dp \Big] \rangle = 0 \end{aligned}$$

setelah harga c dihitung, maka tegangan dalam baja dan beton dapat dihitung



- Tegangan pada beton

$$f_{ct} = \frac{A_{ps}.E_{ps}(\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) c}{bc^2 - \left(\frac{b-b_w}{2}\right)(c-hf^2) - \frac{A_{ps}.E_{ps}}{E_c}(dp-c) - \frac{A_s.E_s}{E_c}(ds-c) - \frac{A_{s'}.E_{s'}}{E_c}(ds'-c)}$$

- Tegangan pada baja pratekan

$$f_{ps} = E_{ps}(\epsilon_{ce} + \epsilon_{se}) + \frac{E_{ps}}{E_c} f_{ct} \left(\frac{dp-c}{c} \right)$$

- Tegangan pada baja lunak

Tulangan tarik

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_{ct} \left(\frac{ds-c}{c} \right)$$

Tulangan tekan

$$f_{s'} = \frac{E_s}{E_c} f_{ct} \left(\frac{ds'-c}{c} \right)$$

dimana:

$$\epsilon_{se} = \frac{f_{se}}{E_{ps}}$$

$$\epsilon_{ce} = \frac{A_{ps}.f_{se}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) - \frac{M_d.e_o}{E_c.I_t}$$

5.3. Serviceabilitas

5.3.1. Lelah

Pemberian beban kerja secara berulang pada balok beton pratekan tidak retak jarang menimbulkan keruntuhan lelah pada beton atau baja pratekan. Hal ini disebabkan perbedaan tegangan yang terjadi pada beton dan baja selama pemberian beban hidup tidak begitu besar. Akan tetapi jika retak terjadi selama pemberian beban kerja, sebagaimana kasus balok beton pratekan parsial, maka perbedaan tegangan pada beton,



baja pratekan dan baja lunak akan menjadi besar. Sehingga perlu untuk mempertimbangkan kemungkinan keruntuhan lelah jika balok beton pratekan parsial dibebani beban hidup secara berulang.

Perbedaan tegangan (stress range) adalah perbedaan antara tegangan maksimum dengan tegangan minimum yang terjadi selama pemberian beban berulang

5.3.1.1.Lelah Pada Beton

Penampang beton jika dibebani beban berulang, bisa menimbulkan kerusakan dan pada akhirnya mengakibatkan keruntuhan, meskipun beban berulang yang diberikan lebih kecil daripada kekuatan statiknya.

- ACI Committe 215 menyatakan:

Perbedaan tegangan pada beton seharusnya tidak melebihi 40% dari kekuatan tekannya jika tegangan minimum adalah nol, atau secara linier perbedaan tegangan menjadi berkurang jika tegangan minimum bertambah sehingga perbedaan tegangan yang diijinkan adalah nol untuk tegangan minimum $0.75f_c'$

dirumuskan menjadi:

$$(0.4 f_c' - f_{min} / 2)$$

dimana:

f_c' = kekuatan tekan beton

f_{min} = tegangan minimum pada beton akibat beban mati dan pratekanan

5.3.1.2.Lelah Pada Baja

Kebanyakan penampang lentur adalah *Underreinforced*, sehingga kelakuan lelah banyak ditentukan oleh baja.



✓

5.3.1.2.1. Lelah Pada Baja Lunak

ACI Commite 215 memberikan ketentuan bahwa

- perbedaan tegangan pada tulangan baja lunak dengan beban berulang dibatasi hingga 138 MPa dengan tegangan minimum kurang dari 40% dari kekuatan lelah.

5.3.1.2.2. Lelah Pada Baja Pratekan

Perbedaan tegangan pada beban kerja berulang dibatasi sebesar:

- 0.1 fpu untuk strand dan batang (bars)
- 0.12 fpu untu kabel (wires)

5.3.2. Camber dan Lendutan

Camber didefinisikan sebagai jarak dimana balok bergerak keatas akibat pemberian gaya pratekanan dan beban mati. Sedangkan Lendutan didefinisikan sebagai pergerakan total kebawah akibat gaya pratekanan dan beban luar.

Beton pratekan dapat digunakan untuk bentang yang relatif panjang karena lendutan dapat dikontrol oleh keseimbangan beban. Pada balok pratekan parsial retak terjadi jika beban hidup penuh dikerjakan dan lendutan yang dihasilkan akan lebih besar dari balok pratekan penuh.

Pada dasarnya ada 2 jenis camber atau lendutan (deformasi), yaitu

1. Deformasi jangka pendek (camber dan lendutan seketika) yang terjadi secara langsung setelah pemberian beban (gaya pratekan dan beban luar)



2. Deformasi jangka panjang (camber dan lendutan) yang disebabkan oleh creep, shrinkage, relaksasi baja dan kehilangan pratekan.

Perumusan yang dikembangkan untuk menghitung camber dan lendutan akibat gaya pratekan dan beban kerja, mengikuti pedoman sebagai berikut:

1. Momen Inersia penampang yang digunakan untuk menghitung lendutan akan tergantung apakah penampang mengalami retak atau tidak.. Jika penampang tidak mengalami retak, maka momen inersia dari penampang beton yang ditransformasikan secara teoritis seharusnya dipakai, tetapi jika jumlah baja lunak adalah kecil maka momen inersia bruto penampang beton yang dipakai.
2. Dengan memakai definisi Momen Retak dan Momen Inersia Efektif, metode yang umumnya digunakan untuk menghitung lendutan balok beton bertulang dapat dipakai untuk memperkirakan besarnya lendutan balok pratekan parsial
3. Modulus Elastisitas beton dihitung sesuai peraturan

5.3.2.1. Perumusa Lendutan

Momen Inersia Efektif yang dipakai pada balok beton pratekan parsial

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \dots \text{SK SNI 91 persamaan 3.2-8}$$

dimana: $I_{cr} < I_{eff} < I_g$

Momen Inersia penampang retak yang ditransformasikan dihitung dengan perumusan

$$I_{cr} = \frac{c^3 b}{3} + A_{ps}.n_p.(d_p - c)^2 + A_s.n_s.(d_s - c)^2 - \frac{(b - b_w)(c - h_f)^3}{3}$$



Menurut Naaman dan Siriakson besarnya lendutan maksimum seketika pada balok dengan tumpuan sederhana:

$$\Delta_i = \frac{c.m}{E_c.I_{eff}}$$

dimana:

- c = konstanta yang besarnya tergantung tipe pembebanan, dalam TA ambil

$$c = \frac{L^2}{8} - \frac{b^2}{6}$$

M_{max} = M_{max} pada saat lendutan dihitung

E_c = Modulus Elastisitas beton

I_{eff} = Momen Inersia Efektif

I_g = Momen Inersia bruto penampang beton

M_{cr} = Momen retak

$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{Y_b} I_{cr}$$

I_{cr} = Momen Inersia penampang retak

5.3.2.2. Perumusan Camber

Perumusan deformasi seketika

$$\Delta_i = \frac{l^2}{8 E_c I_t} \left(K.F_i - \frac{5.M_d}{6} \right)$$

dimana:

- K = faktor yang besarnya tergantung profil baja, dalam TA diambil

$$K = \left[e_1 + (e_0 - e_1) \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2a}{L} \right)^2 \right\} \right]^{-}$$



- E_{ci} = Modulus Elastisitas Inisial beton tergantung kekuatan beton saat transfer gaya pratekan.
- F_i = gaya pratekan awal saat transfer
- I = Momen Inersia penampang transformasi yang besarnya tergantung kondisi penampang retak / tidak
- M_d = Momen akibat beban mati

5.3.2.3. Pengaruh Jangka Panjang

Menurut Naaman dan Siriakson besarnya camber /lendutan yang tergantung pada waktu sebagai berikut:

$$\Delta_{add} = \frac{l^2 K F_i}{8 E_{ci} I_t} \left[(n-1) \left(1 + \frac{C_u}{2} k_r \right) \right] + \Delta_i C_u k_r$$

dimana:

$$k_r = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{A_{ps}}}$$

$$n = \frac{F}{F_i}$$

C_u = koefisien creep

Besarnya camber / lendutan total jangka pendek (seketika) ditambah camber / lendutan jangka panjang sebelum pemberian beban hidup adalah

$$\Delta_{lt} = \Delta_i + \Delta_{add}$$

Perkiraan nilai Δ_{add} secara sederhana

$$\Delta_{add} = C_u \cdot \Delta_i$$

dimana :

$$C_u = 2 - 1.2 \frac{A_s'}{A_s} > 0.6$$



5.3.2.4. Lendutan Maksimum yang diijinkan

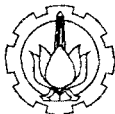
Untuk menghindari kegagalan konstruksi, maka besarnya camber dan lendutan maksimum dibatasi. Besarnya lendutan ijin diberikan dalam tabel 5.1

TYPE BALOK	BATAS LENDUTAN
Atap yang tidak menumpu atau tidak menempel pada elemen non struktur yang mungkin rusak oleh lendutan besar	$\Delta LL = 1 / 180$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak menempel pada elemen non struktur yang mungkin rusak oleh lendutan besar	$\Delta LL = 1 / 360$
Atap atau lantai yang menumpu atau menempel pada elemen non struktur yang mungkin rusak oleh lendutan besar	$\Delta LL + \psi \Delta LL = 1 / 480$
Atap atau lantai yang menumpu atau menempel pada elemen non struktur yang tidak rusak oleh lendutan besar	$\Delta LL + \psi \Delta LL = 1 / 240$

Tabel 5.1 Lendutan Maksimum yang diijinkan

5.4. Lebar Retak

Retak pada struktur beton akan memperbesar lendutan dan mengurangi kapasitas lekatan antara beton dengan tulangan. Beton pratekan parsial didisain untuk retak pada beban kerja, sehingga perlu pembatasa lebar retak maksimum.



5.4.1. Lebar Retak oleh Naaman dan Siriaksorn

Naaman dan Siriaksorn memakai perumusan lebar retak dari Nawy & Huang untuk tujuan disain.

Hal ini dipilih karena:

- Perumusan Nawy & Huang khusus dikembangkan untuk balok beton pratekan parsial
- Melibatkan parameter-parameter penting dari kelakuan retak seperti: ukuran batang, tegangan baja, jarak dari luasan tarik, luas beton tarik dan sebagainya.
- Cukup sederhana

Perumusan lebar retak dari Nawy & Huang

$$W_{\max} = \alpha \cdot 0.1451E-5 \cdot \beta \cdot \frac{A_t}{\sum O} \cdot \Delta f_{ps} \text{ (mm)}$$

dimana

- α = 5.85 untuk pretension
= 6.51 untuk post tension
- β = perbandingan jarak dari permukaan tarik dan pusat baja ke sumbu netral
 $= \frac{h-c}{d_s-c}$
- A_t = luas beton pada daerah tarik
- Δf_{ps} = Penambahan tegangan pada baja pratekan setelah dekompresi
- Δf_s = Penambahan tegangan pada baja lunak
- $\sum O$ = jumlah keliling elemen tulangan



5.4.2.Maksimum Lebar Retak Yang Diijinkan

KONDISI	ACI COMMITE 224	ABELES (mengijinkan tarik)
Interior (udara kering)	0.4 mm	0.25 mm
Eksterior (berhubungan dengan udara basah, garam dan air)	0.33 mm	0.20 mm
Berhubungan dengan zat kimia dan kelembaman tinggi	0.18 mm	0.15 mm
Berhubungan dengan air laut, perubahan basah, dan kering berganti-ganti	0.15 mm	0.15 mm
Struktur penahan air	0.1 mm	

Tabel 5.2.Lebar Retak Maksimum Yang Diijinkan

5.5.Momen Batas Balok Pratekan Parsial

Pada kapasitas lentur nominal balok pratekan parsial, tulangan lunak biasanya sudah leleh. Sedangkan tegangan pada tulangan baja adalah variabel yang belum diketahui. Dalam menentukan tegangan baja pratekan dipakai perumusan yang diusulkan oleh Naaman , yaitu

$$fps = fpu \left(1 - 0.3 \frac{c}{du} \right)$$



dimana

- $du = \frac{Aps fpu dp + As Fy ds}{Aps fpu + As fy}$
- C = posisi garis netral pada kapasitas nominal penampang

Langkah-langkah mendapatkan Momen Nominal balok pratekan parsial:

1. Hitung du dari persamaan

$$du = \frac{Aps fpu dp + As fy ds}{Aps fpu + As fy}$$

2. Hitung letak garis netral C pada saat batas dengan membuat persamaan

keseimbangan sebagai berikut:

$$Aps fps + As fy - As'fy = 0.85 fc' b \beta_1 C \quad \text{untuk } \beta_1 < hf$$

$$Aps fps + As fy - As'fy = 0.85 fc' (b-bw)hf + 0.85 fc' bw \beta_1 C \quad \text{untuk } \beta_1 \geq hf$$

- Substitusikan fps dari persamaan ke persamaan sehingga

$$C = \frac{Aps fpu + As fy - As' fy}{0.85 \beta_1 fc' b + 0.3 \frac{Aps fpu}{du}} \quad \text{untuk } \beta_1 \leq hf$$

$$C = \frac{Aps fpu + As fy - As'fy - Tf}{0.85 \beta_1 fc' bw + 0.3 \frac{Aps fpu}{du}} \quad \text{untuk } \beta_1 \geq hf$$

dimana:

$$Tf = 0.85 fc' (b-bw) hf$$

- Hitung fps dengan persamaan

$$fps = fpu \left(1 - 0.3 \frac{C}{du} \right)$$

- Hitung letak de sebenarnya

$$de = \frac{Aps fps dp + As fy ds}{Aps fps + As fy}$$



- Kontrol apakah penampang tersebut Underreinforced

$$\omega = 0.85 \beta_1 \frac{C}{d_e} \leq 0.36 \beta_1$$

$$\frac{C}{d_e} \leq 0.425 \text{ Underreinforced}$$

$$\frac{C}{d_e} > 0.425 \text{ Overreinforced}$$

- Hitung kapasitas Momen Batas

$$M_n = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y) \left(d_e - \frac{\beta_1 C}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s' - \frac{\beta_1 C}{2} \right) \text{ atau}$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{\beta_1 C}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{\beta_1 C}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s' - \frac{\beta_1 C}{2} \right)$$

untuk $\beta_1 C \leq h_f$

$$M_n = T_f \left(d_e - \frac{h_f}{2} \right) + (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - T_f) \left(d_e - \frac{\beta_1 C}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s - \frac{\beta_1 C}{2} \right)$$

untuk $\beta_1 C \geq h_f$

dimana:

- $M_u = \phi M_n$ dengan $\phi = 0.85$

5.6. Daktilitas Penampang Balok Pratekan Parsial

Daktilitas adalah ukuran kemampuan dari suatu material, elemen struktur atau sistem struktur untuk menahan deformasi inelastik sebelum runtuh tanpa banyak kehilangan ketahanannya. Filosofi Disain Keadaan Batas pada struktur beton didasarkan pada asumsi bahwa daktilitas cukup tersedia pada kondisi beban bertambah guna memberikan formasi sendi plastis dan mekanisme keruntuhan yang bisa diterima.

Daktilitas balok struktur umumnya dinyatakan sebagai rasio deformasi yang diukur saat keadaan batas (ketahanan nominal) dengan pengukuran yang sama saat keadaan leleh.



Rasio yang umum dipakai untuk menyatakan Daktilitas Lentur, yaitu Rasio Daktilitas Kelengkungan dirumuskan

$$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$$

Naaman mengusulkan persamaan yang menyatakan hubungan antara Rasio Daktilitas Kelengkungan μ_{ϕ} dengan indeks penulangan ω

$$\mu_{\phi} = \frac{1}{1.5 \omega + 0.075}$$

dimana:

$$\omega = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s') / (b.d.f_c') \text{ atau}$$

$$\omega = \omega_p + \omega + \omega'$$

$$0.25 < \omega \leq 0.3$$

Dari hasil penelitian Naaman menunjukkan bahwa $\omega = 0.25$ menunjukkan batas maksimum indeks tulangan global yang masih dapat diharapkan menghasilkan daktilitas kurvatur yang cukup. Dengan menetapkan $\omega = 0.25$ sebagai indeks tulangan global maksimum yang diijinkan, maka balok diberi Faktor jenis struktur $K=1.4$ sesuai PPTGUIG 1983 untuk struktur beton prategang secara umum.

5.7. Kehilangan Gaya Prategang

Secara umum kehilangan pratekan adalah perbedaan gaya pada waktu tertentu terhadap gaya yang diberikan saat *jacking*. Berkurangnya gaya pratekan ini dapat berakibat berkurangnya tegangan beton dan juga tegangan bajanya sehingga secara tidak langsung kemampuan balok juga menurun.



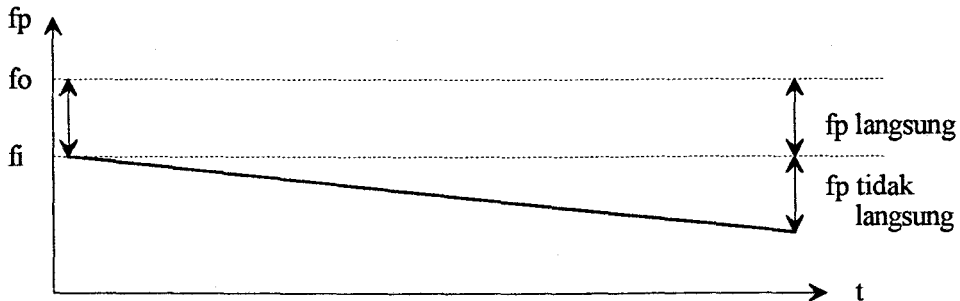
Untuk memperkirakan besarnya kehilangan pratekan secara tepat adalah hal yang sulit karena banyaknya faktor yang berpengaruh seperti misalnya :

- ♦ Sifat dua karakter beton dan baja
- ♦ *Curing* dan kondisi kelembaban
- ♦ Prosentase tegangan pada waktu penegangannya
- ♦ Proses *pre-stressing*

Secara fungsi waktu kehilangan pratekan dapat dibagi dua yaitu :

1. Kehilangan pratekan langsung :
 - a. Akibat perpendekan elastis (*Elastic Shortening*)
 - b. Akibat gesekan (*friction*) dan *wobble effect*
 - c. Akibat slip pada angker (*anchorage set*)
2. Kehilangan pratekan tak langsung :
 - a. Akibat *creep*
 - b. Akibat susut (*shrinkage*)
 - c. Akibat relaksasi baja (*steel relaxation*)



GAMBAR 5.3. KEHILANGAN PRATEKAN PADA SISTEM *POST-TENSION*

5.7.1. Kehilangan Pratekan Langsung

5.7.1.1. Kehilangan akibat perpendekan elastis beton /ES (Δf_{pES})

Akibat perpendekan elastis terutama berpengaruh pada sistem *pre-tension* dan juga sistem *post-tension* dengan tendon majemuk yang di-jack tidak bersamaan. Sedangkan untuk sistem *post-tension* dengan tendon tunggal, beton memendek setelah tendon diprategang dan kemudian gaya *jacking* diukur setelah perpendekan elastis beton terjadi. Dengan demikian besar kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis tidak perlu dihitung. Tetapi perhitungan besar perpendekan elastis yang terjadi tetap dilakukan karena diperlukan untuk mencari gaya perlawanan kolom akibat perpendekan balok yang akhirnya dapat mengurangi gaya pratekan.

Besarnya perpendekan elastis dapat dihitung dengan persamaan sbb :

- Untuk C_{gs} yang konsentris

$$\Delta f_{pES} = n \cdot F_o / A_c$$

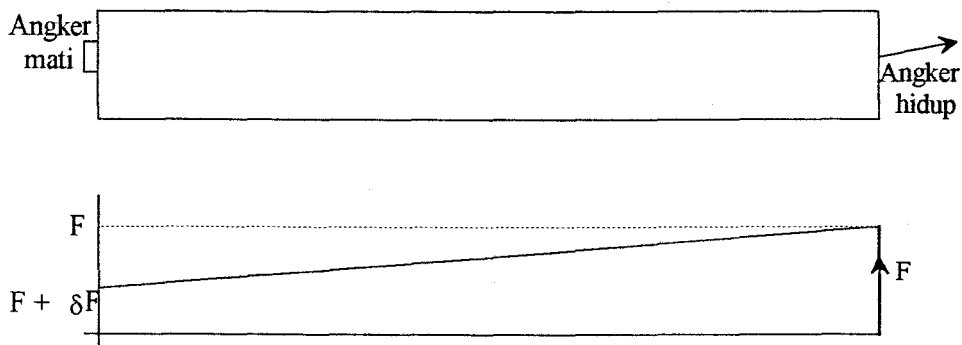
- Untuk C_{gs} yang eksentris

$$\Delta f_{pES} = n \cdot f_{cir}$$



5.7.1.2. Kehilangan akibat gesekan dan *wobble effect* (Δf_{pF})

Saat mengadakan penarikan kabel, maka akibat tegangan kabel akan terjadi suatu gerakan relatif dari tendon terhadap beton. Akibat gerakan ini terjadilah suatu gesekan yang akan menimbulkan reaksi yang arahnya berlawanan dengan gaya *jacking* sepanjang tendon. .



GAMBAR 5.4 KEHILANGAN GAYA PRATEKAN AKIBAT GESEKAN DAN *WOBBLE EFEK*

Kehilangan pratekan akibat pengaruh ini dapat dihitung dengan persamaan sbb :

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot L)}$$

5.7.1.3. Kehilangan akibat slip angker (Δf_{pA})

Kehilangan ini terjadi apabila gaya pratekan dikerjakan pada ankernya. Jadi bekerjanya dimulai saat beban *jack* dilepas dan diberikan pada balok. Penyebab utamanya bervariasi pada model masing-masing angker.

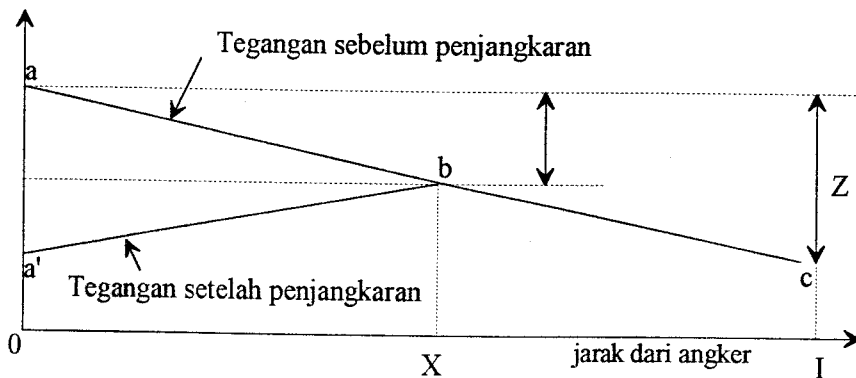
Kehilangan prategang akibat slip angker ini tidak terjadi pada sepanjang balok tetapi hanya terjadi pada daerah ujungnya (pada angker hidup) saja, kehilangan



ini terjadi akibat adanya gesekan beton terhadap tendon yang menghalangi slip angker tersebut.

Yang kemudian perlu mendapat perhatian adalah seberapa jauh slip angker ini berpengaruh. Hal ini dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$X = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_o \cdot \left(\mu \cdot \frac{a}{L} + K \right)}}$$



GAMBAR 5.5. PENURUNAN TEGANGAN AKIBAT SLIP ANGKER

Metode inil pula yang biasa dipakai untuk *over tension*.

5.7.2. Kehilangan Pratekan Atas Fungsi Waktu

Kehilangan pratekan atas fungsi waktu merupakan akibat dari *creep*, *shrinkage* dan *steel relaxation*. Kehilangan ini diperhitungkan dengan menggunakan metode *PCI COMMITTEE*. Dalam metode ini perhitungan dibagi dalam empat interval waktu.



Tahap	Waktu Awal, t1	Waktu Akhir, t2
1	akhir curing	umur saat pemberian pratekan
2	akhir tahap 1	umur 30 hari, saat beton menerima beban mati tambahan
3	akhir tahap 2	umur 1 tahun
4	akhir tahap 3	akhir umur rencana beton

Analisa struktur dilakukan per-taraf lantai sampai akhir pelaksanaan hingga akhir umur rencana gedung. Kontrol tegangan yang terjadi dilakukan pada setiap tahap pembebanan.

5.7.2.1. Kehilangan akibat rangkai (*creep*) (Δf_{pc})

Kehilangan pratekan akibat rangkai dapat dihitung dengan persamaan sbb :

$$\Delta f_{pc}(t_i, t_j) = n_p C_{cu} K_{CH} K_{CA} K_{CS} f_{cgs}(t_i) \times 0.157 \ln \left(\frac{t_j}{t_i} \right)$$

dimana :

- $n_p = \frac{E_{ps}}{E_c}$
- $f_{cgs} = \frac{f_{ps}(t_i) A_{ps}}{A_c}$
- $t_a \geq 7 \text{ hari dan } H \geq 40\%$
- $K_{CH} = 1.27 - 0.0067H$
- $K_{CA} = 1.25 t_a^{-0.118}$
- $K_{CS} = 1.14 - 0.09 (V/S)$
- Nilai C_{cu} dapat dilihat pada tabel 5.3



Compressive Strength (MPa)	Ultimate Creep Coefisien Ccu
20.7	3.1
27.6	2.9
34.5	2.65
41.4	2.4
48.3	2.2
55.2	2

5.7.2.2. Kehilangan akibat susut (*shrinkage*) (Δf_{ps})

$$\Delta f_{ps} (t_i, t_j) = E_{ps} \cdot \epsilon_{su} K_{SH} K_{SS} \frac{b(t_j - t_i)}{(b + t_i)(b + t_j)}$$

- $\epsilon_{su} = 5 \text{ E-4}$
- $t \geq 7 \text{ hari}$
- $40\% \leq H \leq 80\%$ (kondisi di Indonesia secara umum)
- $K_{SH} = 1.4 - 0.01 H$
- $K_{SS} = 1.14 - 0.09 (V/S)$

5.7.2.3. Kehilangan akibat relaksasi baja (Δf_{pR})

Kehilangan pratekan akibat relaksasi baja untuk interval waktu t s/d t_1 dapat dihitung dengan persamaan sbb :

$$\Delta f_{pR} = \frac{f_{ps} (t_i)}{10} \left(\frac{f_{ps} (t_i)}{f_{py}} - 0.55 \right) \log \left(\frac{t_j}{t_i} \right)$$

$$f_{ps} (t) = f_{pi} \left[1 - \frac{\log (t)}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right]$$



5.7.3. Kehilangan Prategang Total pada Tendon Posttensioned

Menurut Naaman, Kehilangan Prategang Total pada Tendon Posttension dirumuskan:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{pS} + \Delta f_{pC}$$

sedangkan

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

Jadi

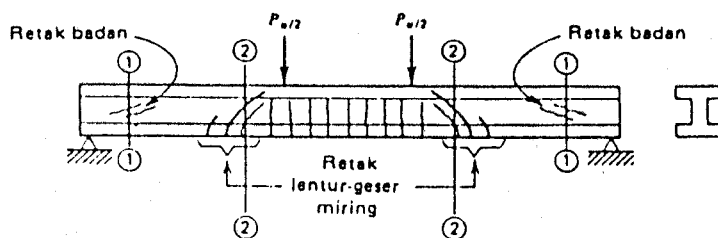
$$f_{pj} = f_{pi} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}$$

$$f_{pe} = f_{pj} - \Delta f_{pT}$$

5.8. GESER BALOK PRATEKAN

Tulangan geser diperlukan untuk mengatasi retak pada balok pratekan. Retak pada balok pratekan ada 2 jenis yaitu :

1. Retak badan (*web crack*)
2. Retak lentur geser miring (*Inclined Flexure Shear Cracking*)



(b) Retak Lentur-Geser pada Beban Berfaktor

GAMBAR 5.6. RETAK BADAN DAN RETAK GESER LENTUR MIRING PADA BETON



5.8.1. Retak Badan (V_{cw})

Retak ini disebabkan oleh tegangan tarik yang terjadi (f_t) lebih besar dari kekuatan tarik beton. Yang paling berpengaruh pada retak ini adalah tebal tipisnya badan, dan besar kecilnya gaya geser. Dengan demikian retak badan ini umumnya terjadi pada daerah perletakan dimana gaya gesernya besar. Besarnya kekuatan retak badan ini dapat dihitung dengan persamaan sbb :

$$V_{cw} = 0,3 \cdot (f_{pc}) b_w \cdot d + V_p \dots\dots\dots$$

..... (SK SNI '91, Ayat 3.4.4 butir 2 sub butir 1)

dimana : $f_{pc} = F_{se} / A_c$

$$V_p = 0,5 \cdot p' \cdot l \dots\dots\dots p' = 4 \cdot F \cdot h / l$$

5.8.2. Retak Lentur Geser Miring (V_{ci})

Retak ini biasanya diawali oleh retak lentur, kemudian berangsur-angsur terjadi retak miring. Retak ini terjadi pada keadaan tulangan *under reinforcement* dan pada umumnya terjadi pada daerah lapangan. Besarnya kekuatan retak jenis ini dapat dihitung dengan menggunakan persamaan pada SK SNI '91, Ayat 3.4.4 butir 2 sbb :

$$V_{ci} = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

$$V_{ci} \geq \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{7} \right) b_w \cdot d$$

dimana : V_d = Gaya geser akibat berat sendiri (w_g)



$$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t} \right) \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - f_d \right]$$

$$f_d = M_g / Z_b$$

$$f_{pe} = \frac{F_e \cdot (e + kt)}{Z_b}$$

V_i dan M_{max} masing-masing adalah gaya geser dan momen akibat beban maksimum.

o Penulangan Geser

Penulangan geser diperlukan apabila $V_n > V_c$

maka :

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_n}{\phi} - V_c \text{ dan}$$

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \text{ atau } s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

syarat :

$$\text{- Tulangan geser minimum} = A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

$$\text{- Jarak spasi maksimum} = s \leq 3/4 \cdot h$$

$$\leq 60 \text{ cm}$$

5.9. Disain Penulangan Blok Ujung

Bagian dari komponen struktur prategang yang mengelilingi angker tendon seringkali disebut blok ujung. Pada seluruh panjang blok ujung, gaya prategang dialihkan dari luas yang kurang lebih terpusat dan didistribusikan melalui seluruh penampang beton. Dari pengamatan secara teoritis dan eksperimen diketahui bahwa panjang blok ujung ini tidak lebih dari tinggi balok atau kurang.



Untuk merencanakan penulangan pada daerah pengangkuran, hal pokok yang perlu diperhatikan adalah adanya dua daerah tegangan tarik umum. Daerah pertama terdapat pada pusat penampang yang disebut "*bursting zone*", yang mempunyai tegangan tarik maksimum sepanjang garis beban dan sejarak tertentu dari daerah tersebut. Daerah lainnya terdapat pada sisi-sisi beban dekat permukaan ujung dan disebut "*spalling zone*", Daerah ini dibebani oleh tegangan tarik yang tinggi tetapi hanya pada daerah yang kecil.

5.10. CONTOH PERHITUNGAN

Balok pratekan parsial yang akan didisain bukan pada keseluruhan balok, hanya pada balok as III-A s/d III-I yang mempunyai bentang balok 28 meter.

Balok beton pratekan parsial direncanakan memakai sistem pasca-tarik (*post-tension*) dengan tendon terekat (*bonded tendon*). Sedang metode pelaksanaannya dengan cara "cetak di tempat" (*cast-in-place*).

Data bahan:

Mutu beton K-350 (beton normal) adalah:

- $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0.81$
- $E_c = 4700 \cdot \sqrt{35} = 27.806 \text{ E}+3\text{MPa}$
- $n_c = \frac{E_c}{E_{ps}} = 0.142$



Beton di-jack umur 14 hari

- $f_{ci}' = 35 \times 0.88 = 30.8 \text{ MPa}$
- $E_{ci} = 4700 \cdot \sqrt{30.8} = 26.084 \text{ E+3 MPa}$

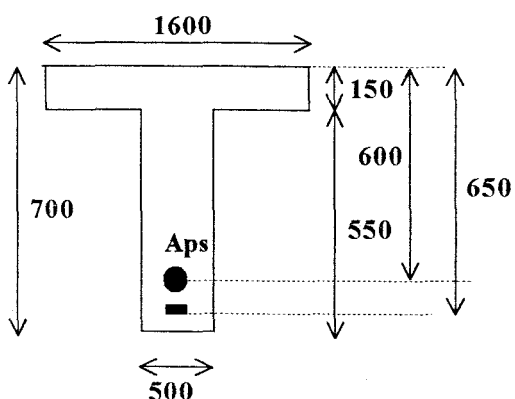
Baja Pratekan

- $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- $E_{ps} = 196 \text{ E+3 MPa}$
- $n_p = \frac{E_{ps}}{E_c} = 7.05$
- $n_{pi} = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} = 7.51$

Baja Lunak

- $f_y = 320 \text{ MPa}$
- $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- $n_s = 7.193$

Direncanakan balok dengan dimensi sebagai berikut



Hasil Analisa Struktur diperoleh data

- Pada Tumpuan

$$M_u = 1.1174 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

$$M_D = 0.6495 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

$$M_L = 0.2113 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

- Pada Lapangan

$$M_u = 0.712 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

$$M_D = 0.41305 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

$$M_L = 0.13541 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

Tegangan ijin Tendon Pratekan SK SNI'91 ayat 3.11.5

- Akibat gaya penjangkaran tendon $= 0.85f_{pu} = 0.85 \times 1860 = 1581 \text{ MPa}$
- Sesaat setelah pemindahan pratekan $= 0.74f_{pu} = 0.74 \times 1860 = 1376.4 \text{ MPa}$

5.10.1. Perhitungan Nilai Aps dan As

- Diambil nilai PPR = 0.7
- $d = d_p \text{ PPR} + d_s (1 - \text{PPR})$
 $d = 600 (0.7) + 650 (1 - 0.7)$
 $d = 615 \text{ mm}$
- $M_u = 0.712 \text{ E}+9 \text{ mm}$



$$\begin{aligned}
 \circ \quad \omega (1 - 0.59 \omega) &= \frac{M_u}{\phi b d^2 f_c'} \\
 &= \frac{0.712 \text{ E}+9}{0.81 \times 1600 \times 615^2 \times 35} \\
 &= 0.042
 \end{aligned}$$

$$\circ \quad \omega = 0.04314 < 0.36 (0.81) = 0.2916 \dots \text{Ok}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad c &= \frac{1.18 \omega d}{\beta_1} \\
 &= \frac{1.18 \times 4.31 \text{ E}-2 \times 615}{0.81} \\
 &= 38.650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - 0.3 \frac{c}{d} \right) \\
 &= 1860 \left(1 - 0.3 \frac{38.650}{615} \right) \\
 &= 1824.932 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= \frac{\omega b d f_c' \text{ PPR}}{f_{ps}} \\
 &= \frac{0.04314 \times 1600 \times 615 \times 35 \times 0.7}{1824.932} \\
 &= 569.8947 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad A_s &= \frac{(1 - \text{PPR}) \omega b d f_c'}{f_y} \\
 &= \frac{(1 - 0.7) \times 0.04314 \times 1600 \times 615 \times 35}{320} \\
 &= 1392.8828 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

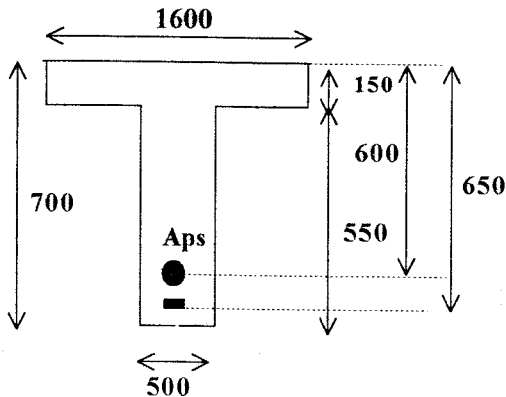
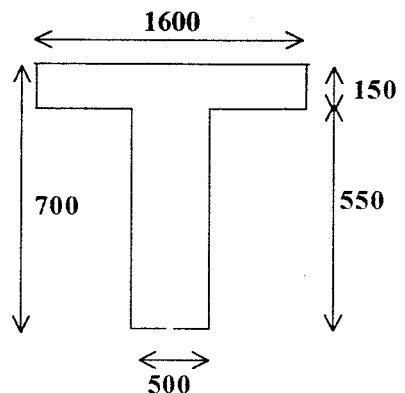


Direncanakan:

- $A_{ps} = 592 \text{ mm}^2$ (VSL 7-6) dengan $F_i = 662000 \text{ N}$
- $A_s = 1432.5 \text{ mm}^2$ (5 - D19)
- $A_{s'} = 859.5 \text{ mm}^2$ (3 - D19)

Kontrol

$$\begin{aligned}
 d &= \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \\
 &= \frac{592 \times 1824.932 \times 600 + 1432.50 \times 320 \times 650}{592 \times 1824.932 + 1432.5 \times 320} \\
 &= 614.895 \text{ mm} \sim 615 \text{ mm} \dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

5.10.2. Menghitung Sifat Penampang Balok**Tulangan Diperhitungkan****Tulangan Diabaikan****5.10.2.1. Tulangan Diabaikan**

$$\begin{aligned}
 A_c &= (500.550 + 1600.150) \\
 &= 515000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



$$Y_t = \frac{500.550.425 + 1600.150.75}{500.550 + 1600.150}$$

$$= 261.8932 \text{ mm}$$

$$Y_b = 700 - 261.8932$$

$$= 438.1068 \text{ mm}$$

$$I_g = (1/12)(500)(550)^3 + (500)(550)(425 - 261.8932)^2 + (1/12)(1600)(150)^3$$

$$+ (1600)(150)(261.8932 - 75)^2$$

$$= 2.31 \text{ E}+10 \text{ mm}^4$$

5.10.2.2. Tulangan Diperhitungkan

$$A_{ct} = A_c + (n_p - 1)A_{ps} + (n_s - 1)A_s + (n_s - 1)A_s'$$

$$= 515000 + (7.05 - 1)(592) + (7.193 - 1)(1432.5) + (7.193 - 1)(859.5)$$

$$= 515000 + 3581.6 + 8871.473 + 5322.884$$

$$= 532775.96 \text{ mm}^4$$

$$Y_t = \frac{(515000 \times 261.8932) + (3581.6 \times 600) + (8871.473 \times 650) + (5322.884 \times 50)}{532775.96}$$

$$= 268.5117 \text{ mm}$$

$$Y_b = 700 - 268.5117$$

$$= 431.4883 \text{ mm}$$

$$I_t = (2.31 \text{ E}+10) + (515000)(268.5117 - 261.8932)^2 + (3581.6)(600 - 268.5117)^2$$

$$+ (8871.473)(650 - 268.5117)^2 + (5322.884)(268.5117 - 50)^2$$

$$= 2.5 \text{ E}+10 \text{ mm}^4$$

$$Z_b = \frac{I_t}{Y_b}$$

$$= \frac{2.5 \text{ E}+10}{431.4883}$$

$$= 58037933 \text{ mm}^3$$



$$\begin{aligned}
 Z_t &= \frac{I_t}{Y_t} \\
 &= \frac{2.5 \text{ E}+10}{268.5117} \\
 &= 93264814 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_o &= 431.4883 - 100 \\
 &= 331.4883 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i^2 &= \frac{I_t}{A_t} \\
 &= \frac{2.5 \text{ E}+10}{532776} \\
 &= 47004.17 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_b &= \frac{Z_t}{A_{ct}} \\
 &= \frac{93264814}{532776} \\
 &= 175.0545 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_t &= \frac{Z_b}{A_{ct}} \\
 &= \frac{58037933}{532776} \\
 &= 108.935 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.10.3. Menghitung Kehilangan Prategang

5.10.3.1. Slip Angker

$$F_i = 6.62 \text{ E}+5 \text{ N}$$

$$A_{ps} = 5.92 \text{ E}+2 \text{ N}$$

$$\sigma_i = \frac{6.62 \text{ E}+5}{5.92 \text{ E}+2} = 1118.243 \text{ MPa}$$

Dilakukan Over Tensioned 5%

$$\sigma_o = 5\% \cdot \sigma_i = 1.05 \times 1118.243 = 1174.155 \text{ MPa}$$



$$\Delta f_{PA} = \sigma_0 - \sigma_i = 1174.155 - 1118.243 = 55.912 \text{ MPa}$$

Dengan perumusan Naaman

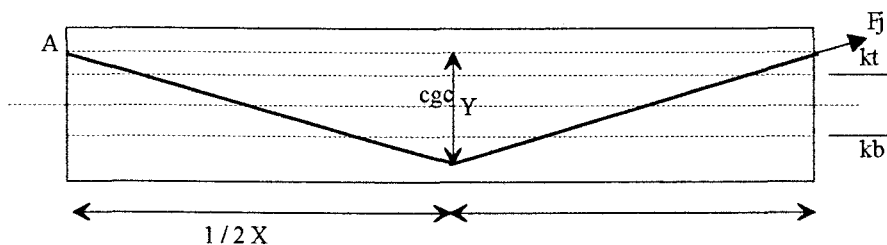
$$X = \frac{\Delta \sigma}{2 \cdot \sigma_0 \cdot \left(\mu \frac{\alpha}{1} + k \right)}$$

dimana:

$$\mu = 0.2$$

$$k = 0.002$$

$$\alpha = \frac{4Y}{X} = \frac{4(0.5)}{28} = 0.071429^\circ$$



LAYOUT KABEL PADA BALOK PRATEKAN PARSIAL

$$X = \frac{55.912}{2 \times 1174.155 \times \left(0.2 \frac{0.071429}{28} + 0.002 \right)}$$

$$= 9.485 \text{ m} < (0.5 \times 28) = 14 \text{ m} \dots \text{Ok}$$

Jadi

$$\sigma_i = \sigma_i + \Delta f_{PA} = 1118.243 + 55.912 = 1174.155 \text{ MPa}$$

5.10.3.2. Gesekan

$$\sigma_A = \sigma_j e^{-(kl + \mu \alpha)}$$



$$\sigma_A = 1174.155 \text{ e} - (0.002 \times 28 + 0.2 \times 0.071429^T)$$

$$\sigma_A = 1094.462 \text{ MPa}$$

Jadi

$$\Delta f_{pF} = 1174.155 - 1094.462 = 79.693 \text{ MPa}$$

Sehingga

$$\sigma_i = \sigma_i + \Delta f_{pF} = 1174.155 + 79.693 = 1253.848 \text{ MPa}$$

5.10.3.3. Elastic Shortening

$$f_{cir} = \frac{F_{jack}}{A_t} + \frac{F_{jack} \cdot e^2}{I_t} - \frac{Mg \cdot e}{I_t}$$

dimana

$$F_{jack} = 1253.848 \times 592 = 742278.2 \text{ N}$$

jadi

$$f_{cir} = \frac{742278.20}{532775.96} + \frac{742278.20 \times 331.488^2}{2.5 \text{ E}+10} - \frac{0.41305 \text{ E}+9 \times 331.488}{2.5 \text{ E}+10}$$

$$= -0.82103 \text{ MPa}$$

sehingga

$$\Delta f_{pES} = \text{Kes} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

dimana:

$$\text{Kes} = 0.5 \text{ untuk Post-Tension}$$

sehingga:

$$\Delta f_{pES} = 0.5 \times 200000 \times \frac{-0.82103}{26.084 \text{ E}+3}$$

$$= -3.14763 \text{ MPa}$$



Jadi

$$\sigma_i = \sigma_i + \Delta f_{pES}$$

$$= 1253.848 - 3.14763 = 1250.701 \text{ MPa} < 1581 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

sehingga

$$F_j = 1250.701 \times 592 = 740414.80 \text{ N}$$

5.10.3.4. Steel Relaxation

Pada

$$t_i = 1 \text{ hari} = 24 \text{ jam}$$

$$f_{pi} = 1250.701 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0.94 \times 1860 = 1748.40 \text{ MPa}$$

sehingga

$$f_{ps}(t_i) = f_{pi} \left[1 - \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right]$$

Saat $t = 0$

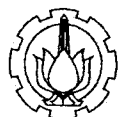
$$f_{ps}(0) = f_{pi} = 1250.701 \text{ MPa}$$

Saat $t = 1 \text{ hari} = 24 \text{ jam}$

$$\begin{aligned} f_{ps}(24) &= 1250.701 \left[1 - \frac{\log(24)}{10} \left(\frac{1250.701}{1748.40} - 0.55 \right) \right] \\ &= 1222.159 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga

$$\Delta f_{pR} = 1250.701 - 1222.159 = 28.542 \text{ MPa}$$



Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.3 lampiran C

5.10.3.5. Shrinkage

$$\Delta f_{psH} (t_i, t_j) = E_{ps} \cdot \epsilon_{su} K_{SH} K_{SS} \frac{b(t_j - t_i)}{(b + t_i)(b + t_j)}$$

saat $t = 1$

$$\Delta f_{psH} = 1250.701 \text{ MPa}$$

saat $t = 7$ hari

$$\Delta f_{psH} = E_{ps} \epsilon_{su} K_{SH} K_{SS} \frac{b (t_j - t_i)}{(b + t_i)(b + t_j)}$$

dimana

$$H = 75 \%$$

$$b = 35$$

$$\epsilon_{su} = 0.0005$$

$$K_{sh} = 1.4 - 0.01 \times 75 = 0.65$$

$$K_{ss} = 1.14 - 0.09 \times 1.5 = 1.005$$

sehingga

$$\begin{aligned} \Delta f_{psH} &= (0.0005)(1.96 \text{ E}+5)(0.65)(1.005) \frac{35 (7-1)}{(35 + 1)(35 + 7)} \\ &= 8.8915 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.3 lampiran C

5.10.3.6. Creep

$$\Delta f_{pc}(t_i, t_j) = n_p C_{cu} K_{CH} K_{CA} K_{CS} f_{cgs}(t_i) \times 0.157 \ln \left(\frac{t_j}{t_i} \right)$$



Saat $t = 14$ hari

$$n_{pi} = 7.51$$

$$H = 75 \%$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa} \text{ ----- } C_{cu} = 2.784$$

$$K_{CH} = 1.27 - 0.0067 \times 75 = 0.7675$$

$$K_{CA} = 1.25 \cdot 14^{-0.118} = 0.9155$$

$$K_{CS} = 1.14 - 0.09 \times 1.5 = 1.005$$

$$f_{cgs} = \frac{1250.701 \times 592}{515000} = 1.4377 \text{ MPa}$$

maka

$$\begin{aligned} \Delta f_{pc} &= 7.51 \times 2.784 \times 0.7675 \times 0.9155 \times 1.005 \times 1.4377 \times 0.157 \ln\left(\frac{14}{1}\right) \\ &= 8.795 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel 5.3 lampiran C

Sehingga Kehilangan Pratekan Total

$$\begin{aligned} \Delta f_{pt} &= 55.912 + 79.693 - 3.1476 + 116.661 + 62.0871 + 22.0419 \\ &= 333.2471 \text{ MPa} \end{aligned}$$

jadi

$$\begin{aligned} f_{peff} &= f_{pj} - \Delta f_{pt} \\ &= 1250.701 - 333.2471 \\ &= 917.4536 \text{ MPa} < 1376.40 \text{ MPa} \text{ Ok} \end{aligned}$$

dan

$$\eta = \frac{f_{peff}}{f_{pi}} = \frac{917.4536}{1118.243} = 0.82 = 82 \%$$



Berarti kehilangan gaya prategang total hingga akhir masa layan adalah

$$= 100\% - 82\%$$

$$= 18\% < 20\%.....Ok$$

sehingga

$$F_{akhir} = 917.4536 \times 592 = 543132.53 \text{ N}$$

$$f_{se} = 0.6 \times 1860 \times .82 = 915.12 \text{ MPa}$$

5.10.4 Momen Retak

$$M_{cr} = \frac{\left[I_t \cdot \frac{E_c}{E_{ps}} + A_{ps} \cdot (r^2 + e_o^2) \right] \left[A_{ps} \cdot f_{se} \cdot (e_o + k_t) + 0.7 \sqrt{f_c'} Z_b \right]}{I_t \cdot \frac{E_c}{E_{ps}} + A_{ps} \cdot (r^2 - e_o \cdot k_t)}$$

$$- \frac{A_{ps} \cdot (e_o + k_t) e_o M_d}{I_t \cdot \frac{E_c}{E_{ps}} + A_{ps} \cdot (r^2 - e_o \cdot k_t)}$$

dengan memasukkan semua nilai yang telah didapat pada perhitungan sebelumnya, maka

$$M_{cr} = 4.81 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

sehingga besarnya ψ dimana penampang retak adalah

$$M_D + \psi M_L = M_{cr}$$

$$\psi = \frac{(M_{cr} - M_d)}{M_L}$$

$$= \frac{(4.81 \text{ E}+8 - 4.13 \text{ E}+8)}{1.35 \text{ E}+8}$$

$$= 0.4985 < 0.7$$

Jadi penampang retak saat beban hidup bekerja 0.5 M_L



Kontrol dengan Momen Dekompresi**5.10.5. Momen Dekompresi**

$$M_{dec} = \frac{f_{se} - \frac{M_d \cdot e_o \cdot E_{ps}}{\left[1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right] I_t \cdot E_c}}{\frac{1}{Z_b \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o \cdot Y_b}{I_t} \right) A_{ps}} - \frac{e_o \cdot E_{ps}}{\left(1 + \frac{A_{ps} \cdot E_{ps}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) \right) I_t \cdot E_c}}$$

dengan nilai yang didapat pada perhitungan sebelumnya, didapat

$$M_{dec} = 2.35 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

kesimpulan

$$M_{crack} = 4.81 \text{ E}+8 \text{ N-mm} > M_{dec} = 2.35 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

berarti: penampang retak saat 0.5 ML bekerja pada penampang

5.10.6. Kontrol Tegangan

Saat $\psi=0$ saat penampang belum retak

Momen yang bekerja: $M_d = 4.13 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$

$$f_{ps} = f_{se}$$

Tegangan pada beton

$$f_{ct} = \frac{f_{ps} \cdot A_{ps}}{A_{ct}} \left[1 - \frac{e_o}{k_b} \right] + \frac{M_d \cdot Y_t}{I_t}$$

$$f_{ct} = 3.5278 \text{ MPa}$$

Tegangan pada baja lunak

$$f_s = -n_s \cdot \left\{ f_{ps} \cdot A_{ps} \left[\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o \cdot (d_s - Y_t)}{I_t} \right] - \frac{M_d \cdot (d_s - Y_t)}{I_t} \right\}$$



$$f_s = 18.3107 \text{ MPa}$$

Tegangan pada baja pratekan

$$f_{ps} = f_{se} = 915.12 \text{ MPa}$$

$$\text{Saat } \psi = 0.55$$

$$\text{Momen yang bekerja: } M = M_D + 0.55 M_L$$

$$M = 4.13 \text{ E}+8 + 0.55 \times 1.35 \text{ E}+8$$

$$M = 4.88 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

Mencari letak sumbu netral

$$\begin{aligned} & \left[\frac{A_{ps}.E_{ps}}{3M} (\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) b_w \right] c^3 + \left[b_w - \frac{A_{ps}.E_{ps}}{M} (\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) b_w d_p \right] c^2 + \\ & \left\langle 2(b-b_w)hf + \frac{2.A_s.E_s}{E_c} + \frac{2.A_s'.E_s'}{E_c} + \frac{2.A_{ps}.E_{ps}}{E_c} - \frac{A_{ps}.E_{ps}}{M} (\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) \right. \\ & \left. \left\{ 2.(b-b_w)hf.d_p - (b-b_w)hf^2 - \frac{2.A_s.E_s}{E_c} (ds-dp) - \frac{2.A_s'.E_s'}{E_c} (ds' - dp) \right\} \right\rangle c \\ & - \left[(b-b_w)hf^2 + \frac{2}{E_c} (A_s.E_s.ds + A_s'.E_s'.ds' + A_{ps}.E_{ps}.dp) \right] \\ & + \frac{A_{ps}.E_{ps}}{M} (\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) \left\{ \frac{2}{3} (b-b_w)hf^3 + \frac{2.A_s.E_s}{E_c} (ds - dp)ds \right\} \\ & + \frac{2.A_s'.E_s'.ds'}{E_c} (ds' - dp) - (b-b_w)hf^2 dp \Big] \rangle = 0 \end{aligned}$$

dimana:

$$\begin{aligned} \epsilon_{se} &= \frac{f_{se}}{E_{ps}} \\ \epsilon_{ce} &= \frac{A_{ps}.f_{se}}{E_c} \left(\frac{1}{A_{ct}} + \frac{e_o^2}{I_t} \right) - \frac{M_d.e_o}{E_c.I_t} \end{aligned}$$



didapat

$$c = 158 \text{ mm}$$

Tegangan pada beton

$$f_{ct} = \frac{A_{ps}.E_{ps}.(\epsilon_{se} + \epsilon_{ce}) c}{bc^2 - \left(\frac{b-b_w}{2}\right) (c-hf^2) - \frac{A_{ps}.E_{ps}}{E_c}(dp-c) - \frac{A_s.E_s}{E_c}(ds-c) - \frac{A_{s'}.E_{s'}}{E_c}(ds'-c)}$$

$$f_{ct} = 6.645 \text{ MPa}$$

Tegangan pada baja lunak

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_{ct} \left(\frac{ds-c}{c} \right)$$

$$f_s = 148.8704 \text{ MPa}$$

Teganga pada baja pratekan

$$f_{ps} = E_{ps}.(\epsilon_{ce} + \epsilon_{se}) + \frac{E_{ps}}{E_c} f_{ct} \left(\frac{dp-c}{c} \right)$$

$$f_{ps} = 1031.53 \text{ MPa}$$

Tegangan ijin sesuai Syarat Serviseabilitas

Pada beton

$$\Delta f_{ct} = 0.4 f_{c'} = 0.4 \times 35 = 14 \text{ MPa}$$

Pada baja lunak

$$\Delta f_s = 138 \text{ MPa}$$

Pada baja pratekan

$$\Delta f_{ps} = 0.1 f_{pu} = 0.1 \times 1860 = 186 \text{ MPa}$$



Kontrol Perbedaan Tegangan

$$\Delta f_{ct} = 6.645 - 3.528 = 3.1176 \text{ MPa} < 14 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

$$\Delta f_s = 148.87 - 18.311 = 130.56 \text{ MPa} < 138 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

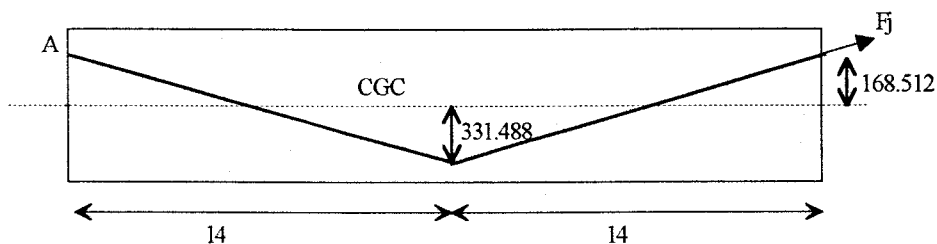
$$\Delta f_{ps} = 1031.53 - 915.12 = 116.410 \text{ MPa} < 186 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

note:

Ada penambahan tulangan tarik, sehingga: $A_s = 6\text{-D19} = 1719 \text{ mm}^2$

5.10.7. Lendutan

Lay-out tendon



LAYOUT KABEL PADA BALOK PRATEKAN PARSIAL

$$K = \left[e_1 + (e_0 - e_1) \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2a}{L} \right)^2 \right\} \right]$$

dimana:

$$e_1 = -168.512 \text{ mm}$$

$$e_0 = 331.488 \text{ mm}$$

$$L = 2a = 28\,000 \text{ mm}$$



sehingga: $K = 164.822$

Deformasi Seketika akibat beban mati

$$\Delta_i = \frac{l^2}{8 E_{ci} I_t} \left(K \cdot F_i - \frac{5 \cdot M_d}{6} \right)$$

dari data yang telah dihitung sebelumnya, didapat

$$\Delta_i = 34.3821 \text{ mm}$$

Lendutan Tambahan akibat Creep

$$\Delta_{add} = C_u \cdot \Delta_i$$

dimana

$$C_u = 2 - 1.2 \frac{A_s'}{A_s}$$

sehingga

$$\Delta_{add} = 48.135 \text{ mm}$$

Momen Inersia penampang retak

$$I_{cr} = \frac{c^3 b}{3} + A_{ps} \cdot n_p \cdot (d_p - c)^2 + A_s \cdot n_s \cdot (d_s - c)^2 - \frac{(b - b_w)(c - h_f)^3}{3}$$

$$I_{cr} = 6.09 \text{ E}+9 \text{ mm}^4$$

Momen Inersia penampang efektif

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] I_{cr}$$

$$= 2.24 \text{ E}+10 \text{ mm}^4 < I_g = 2.31 \text{ E}+10 \text{ mm}^4 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Lendutan akibat beban hidup

$$\Delta_{LL} = \frac{5 L^2}{48} \frac{M}{E_c \cdot I_{eff}} = 17.734 \text{ mm}$$



Lendutan Total

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{tot}} &= \Delta_{\text{add}} + \Delta_{\text{LL}} \\ &= 48.135 + 0.55 \times 17.734 \\ &= 57.90 \text{ mm} < 116.67 \text{ mm} \dots \text{Ok}\end{aligned}$$

Syarat lendutan ijin maksimum

$$\Delta_{\text{add}} + \Psi \Delta_{\text{LL}} = \frac{L}{240} = 116.67 \text{ mm}$$

5.10.8. Lebar Retak

Dengan perumusan Nawy & Huang

$$W_{\text{max}} = \alpha \cdot 0.1451 \text{E-}5 \cdot \beta \cdot \frac{A_t}{\Sigma O} \cdot \Delta f_{\text{ps}} \text{ (mm)}$$

dimana

$$\alpha = 6.51$$

$$\beta = \frac{h-c}{d_s-c} = 1.102$$

$$\begin{aligned}A_t &= (100 + 7.5 \times 25.4) \times 500 \\ &= 218750 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma O &= (8\pi \times 25.4) + (\pi \times 45) \\ &= 779.743 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Delta f_{\text{ps}} = \Delta f_s = 130.56 \text{ MPa}$$

jadi

$$W_{\text{max}} = 0.38 \text{ mm} < W_{\text{ijin}} = 0.4 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

note

$$\text{Perubahan tulangan tarik, menjadi } = 8\text{-D25} = 203.20 \text{ mm}^2$$



5.10.9. Momen Batas

Direncanakan:

$$A_{ps} = 592 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4053.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 2026.8 \text{ mm}^2$$

Pada Tumpuan

Dengan perumusan Naaman

$$d_u = \frac{A_{ps} f_{pu} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y}$$

$$d_u = 627.0435 \text{ mm}$$

Menghitung letak kedalaman blok tekan

$$C = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_{s'} f_y}{0.85 \beta_1 f_c' b + 0.3 \frac{A_{ps} f_{pu}}{d_u}}$$

$$C = 139.135$$

Menghitung fps

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.3 \frac{C}{d_u} \right)$$

$$f_{ps} = 1736.185 \text{ MPa}$$

Menghitung letak de

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

$$d_e = 627.8961 \text{ mm}$$

Kontrol penampang

$$\frac{C}{d_e} = \frac{139.1346}{627.8961} = 0.2215 < 0.425$$

Penampang dalam kondisi *Under-reinforced*



Menghitung Momen Nominal

$$\beta_1 C = 112.70 \text{ mm} < hf = 150 \text{ mm, maka}$$

$$M_n = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_y) \left(d_e - \frac{\beta_1 C}{2} \right) - A_s' f_y \left(d_s' - \frac{\beta_1 C}{2} \right)$$

$$M_n = 1.33 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

Jadi

$$M_u = 1.13 \text{ E}+9 > M_{u\text{-perlu}} = 1.1 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

5.10.10. Pemeriksaan Daktilitas Penampang Balok

Menghitung indeks penulangan global

$$\omega = (A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s') / (b \cdot d \cdot f_c')$$

$$\omega = 0.16$$

Menghitung daktilitas

$$\mu_\phi = \frac{1}{1.5 \omega + 0.075}$$

$$\mu_\phi = 6.08$$

Jadi daktilitas balok pratekan parsial 3-4 daktilitas struktur.....Ok

5.10.11. Perencanaan Geser Balok Pratekan

Kekuatan geser beton

$$\text{Pada jarak } x \text{ (dari muka tumpuan)} = 0,5 \cdot h = 35 \text{ cm}$$

$$V_n = 494600 / 0,6 = 0.824 \text{ E}+6 \text{ N}$$

$$V_{cw} = 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) b_w \cdot d + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{F_{se}}{A_{ct}} = \frac{0.82 \times 0.6 \times 662000 \times 592}{532776} = 361.91 \text{ MPa}$$



$$V_p = 0.5 p' L = 0.5 \times 4 \times 1250.701 \times 592 \times 700 = 1.0365 \text{ E}+9 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,30 * (\sqrt{35} + 361.91) * 500 * 600 + 1.0365 \text{ E}+9 \\ &= 1.0696 \text{ E}+9 \text{ N} > V_n = 0.824 \text{ E}+6 \text{ N} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 0.481 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$$

$$\frac{M_{max}}{V_i} = \frac{L x - x^2}{L - 2 x} = \frac{(28 \times 12 - 12^2)}{(28 - 2 \times 12)} = 48$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.05 \sqrt{35} \cdot 500 \cdot 600 + \frac{0.481 \text{ E}+9}{48} \\ &= 10.11 \text{ E}+6 \text{ N} > 0.12 \text{ E}+6 \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

Dari analisa diatas didapat bahwa gaya geser yang terjadi pada balok pratekan lebih kecil dari kemampuan balok dalam memikul gaya geser. Untuk selanjutnya tulangan geser dipasang praktis, yaitu D12 - 300 mm.

5.10.12. Penulangan Blok Ujung

5.10.12.1. Penulangan Bursting Zone

$$\sigma_o = \frac{F_i}{b_w \cdot d} = \frac{66200}{50 \times 70} = 18.914 \text{ kg/cm}^2$$

$$a/d = 16.5/70 = 0.24 \dots \dots \dots \text{ dari grafik Iyengara didapat :}$$

$$\sigma_{y \max} = 0.28 \cdot \sigma_o = 0,28 \cdot 18.914 = 5.296 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan tarik yang diijinkan, $\sigma_{ti} = 35.28 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{y \max}$, berarti tidak diperlukan tulangan *bursting steel*.



5.10.12.2. Penulangan *spalling zone*

Menurut T.Y. Lin, baja diperlukan untuk tegangan tarik transversal total sebesar

$$0,3.F_{jack} = 0,3 * 66200 = 19860 \text{ kg}$$

Luas tulangan yang diperlukan adalah :

$$A_{s_{perlu}} = 19860 / 320 = 6.206 \text{ cm}^2$$

Pembengkokan tulangan longitudinal pada tumpuan adalah 8 D.25 dengan luas tulangan $A_s = 40.536 \text{ cm}^2$ yang berarti telah memenuhi kebutuhan.

Untuk selanjutnya penulangan bursting zone dan spalling zone ini dapat dilihat pada Tabel Lampiran C.



TABEL 5.1. MENENTUKAN JUMLAH A_{ps} , A_s , DAN $A_{s'}$

b =	1600 mm	f'c =	35 MPa
h =	700 mm	fy =	320 MPa
bw =	500 mm	fpu =	1860 MPa
dp =	600 mm	β1 =	0.81 MPa
ds =	650 mm		

[illegible]

TABEL 5.2. MENGHITUNG PENAMPANG BALOK

TULANGAN DIABAIKAN

[illegible]

TULANGAN DIPERHITUNGKAN

[illegible]

TABEL 5.3 KEHILANGAN PRATEKAN

LANTAI	1ST	2ND	3RD	4TH	5TH	6TH	ROOF
ΔfpA	55.91216	55.91216	55.91216	55.91216	55.91216	55.91216	55.91216
ΔfpF	79.69291	79.69291	79.69291	79.69291	79.69291	79.69291	79.69291
ΔfpES	-3.14763	-3.14763	-3.14763	-3.14763	-3.14763	-3.14763	-3.14763
ΔfpR	116.6606	116.6606	116.6606	116.6606	116.6606	116.6606	116.6606
ΔfpSH	62.08711	62.08711	62.08711	62.08711	62.08711	62.08711	62.08711
ΔfpC	22.0419	22.0419	22.0419	22.0419	22.0419	22.0419	22.0419
ΔfpI'	333.2471	333.2471	333.2471	333.2471	333.2471	333.2471	333.2471
fpu	1860	1860	1860	1860	1860	1860	1860
fpi	1118.243	1118.243	1118.243	1118.243	1118.243	1118.243	1118.243
0.85 fpu	1581	1581	1581	1581	1581	1581	1581
fp-jack	1250.701	1250.701	1250.701	1250.701	1250.701	1250.701	1250.701
fp-eff	917.4536	917.4536	917.4536	917.4536	917.4536	917.4536	917.4536
η	0.820442	0.820442	0.820442	0.820442	0.820442	0.820442	0.820442
0.74 fpu	1376.4	1376.4	1376.4	1376.4	1376.4	1376.4	1376.4

TABEL 5.3.A. RELAKSASI BAJA

fpu = 1860 MPa fjack= 1250.701 MPa
fpy = 1748.4 MPa

	1 24	7 168	30 720	90 2160	365 8760	5TH 43800	40TH 350400	50TH 438000
fps (ii)	1250.701	1222.159	1204.683	1191.614	1181.747	1169.173	1154.719	1136.044
fps (tj)	1222.159	1204.683	1191.614	1181.747	1169.173	1154.719	1136.044	1134.04
Δ fpR (ii,tj)	28.54153	17.47587	13.06967	9.866439	12.57394	14.45407	18.67509	2.004012
ΔfpRT (ii,tj)	28.54153	46.0174	59.08707	68.95351	81.52744	95.98151	114.6566	116.6606

TABEL 5.3.B. SHRINKAGE

$b = 35$ $E_{su} = 0.0005$ $K_{sh} = 0.65$
 $E_{ps} = 196000$ $H = 75$ $K_{ss} = 1.005$
 $V/S = 1.5$

	1 1	7 7	30 30	90 90	365 365	5TH 1825	40TH 14600
fps (ti)	1250.701	1222.159	1213.268	1194.39	1177.844	1165.521	1161.124
Δ fps (ti,tj)	-	8.891458	18.87725	16.54632	12.32356	4.39697	1.051547
fps (tj)	-	1213.268	1194.39	1177.844	1165.521	1161.124	1160.072
Δ fpSH	-	8.891458	27.76871	44.31503	56.63859	61.03556	62.08711

TABEL 5.3.CREEP

	1	7	14	30	90	365	5TH 1825	40TH 14600
npi , np	7.51	7.51	7.51	7.05	7.05	7.05	7.05	7.05
fps (ti)	1250.701	1222.159	1227	1218.205	1216.067	1213.379	1210.48	1207.731
fcgs (ti)	-	-	1.437699	1.410454	1.400344	1.397886	1.394797	1.391465
Δ fpC (ti,tj)	-	-	8.795021	2.137991	2.687764	2.898605	2.749594	2.772923
fps (tj)	-	-	1218.205	1216.067	1213.379	1210.48	1207.731	1204.958
Δ fpCT (ti,tj)	-	-	8.795021	10.93301	13.62078	16.51938	19.26897	22.0419

TABEL 5.4. PERHITUNGAN MOMEN RETAK

[illegible]

TABEL 5.5. MENGHITUNG MOMEN DEKOMPRESI

[illegible]

TABEL 5.7. KONTROL LENDUTAN

[illegible]

LENDUTAN IJIN

[illegible]

TABEL 5.8. KONTROL LEBAR RETAK

[illegible]

PERUBAHAN TULANGAN

[illegible]

TABEL 5.9 MOMEN NOMINAL BALOK PRATEKAN PARSIAL

LANTAI	1ST	2ND	3RD	4TH	5TH	6TH	ROOF
1. TUMPUAN							
du	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435
c	139.1346	139.1346	139.1346	139.1346	139.1346	139.1346	139.1346
fps	1736.185	1736.185	1736.185	1736.185	1736.185	1736.185	1736.185
de	627.8961	627.8961	627.8961	627.8961	627.8961	627.8961	627.8961
c / de	0.221589	0.221589	0.221589	0.221589	0.221589	0.221589	0.221589
Under / Over	Under	Under	Under	Under	Under	Under	Under
Mn	1.33E+09	1.33E+09	1.33E+09	1.33E+09	1.33E+09	1.33E+09	1.33E+09
Mu	1.13E+09	1.13E+09	1.13E+09	1.13E+09	1.13E+09	1.13E+09	1.13E+09
Mu-perlu	1.11E+09	1.11E+09	1.11E+09	1.11E+09	1.11E+09	1.11E+09	1.11E+09
Ok / N-Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
2. LAPANGAN							
du	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435	627.0435
c	44.76893	44.76893	44.76893	44.76893	44.76893	44.76893	44.76893
bl.c	36.26284	36.26284	36.26284	36.26284	36.26284	36.26284	36.26284
hf	150	150	150	150	150	150	150
Tasli / Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu	Tpalsu
fps	1820.161	1820.161	1820.161	1820.161	1820.161	1820.161	1820.161
de	627.3121	627.3121	627.3121	627.3121	627.3121	627.3121	627.3121
c \ de	0.071366	0.071366	0.071366	0.071366	0.071366	0.071366	0.071366
Under / Over	Under	Under	Under	Under	Under	Under	Under
Mn	1.43E+09	1.43E+09	1.43E+09	1.43E+09	1.43E+09	1.43E+09	1.43E+09
Mu	1.21E+09	1.21E+09	1.21E+09	1.21E+09	1.21E+09	1.21E+09	1.21E+09
Mu-perlu	7.25E+08	7.25E+08	7.25E+08	7.25E+08	7.25E+08	7.25E+08	7.25E+08
Ok / N-Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

TABEL 5.10. DAKTILITAS BALOK PRATEKAN PARSIAL

[illegible]

TABEL 5.11. PERHITUNGAN PENULANGAN *BURSTING ZONE*

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$ $\sigma_{cti} = 35.28 \text{ kg/cm}^2$

Tipe balok	F (kg)	a (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_o (kg/cm ²)	a/d	$\sigma_{y \max}$ (kg/cm ²)	x_1 (cm)	x_2 (cm)	d_3 (cm)	Z (kg)	As (cm ²)	As ada (cm ²)
Lantai 1 BP.1	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Lantai 2 BP.2	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Lantai 3 BP.3	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Lantai 4 BP.4	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Lantai 5 BP.5	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Lantai 6 BP.6	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	
Roof BP.7	66200	16.5	50	70	18.914	0.24	$0.28 \sigma_o = 5.296$	(2/8) d	(5.5/8) d	(3.5/8) d = 30.625	-30608.667	tidak perlu	

Catatan :

- * Tipe Angker hidup : VSL 7 S_c
- * Tipe Angker mati : VSL 7 P
- * $\sigma_{y \max}$ diperoleh dari interpolasi grafik Iyengara
- * $Z = 2/3 \cdot d_3 \cdot (\sigma_{y \max} - \sigma_{cti}) \cdot bw$

TABEL 5.12. PERHITUNGAN PENULANGAN *SPALLING ZONE* $f_c' = 35 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$ $\sigma_{cti} = 3.528 \text{ MPa}$

Tipe balok	$0,3 F_{jack}$ (kg)	A_s perlu (cm^2)	Tulangan ada	A_s ada (cm^2)	Keterangan
Lantai 1 BP.1	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Lantai 2 BP.2	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Lantai 3 BP.3	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Lantai 4 BP.4	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Lantai 5 BP.5	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Lantai 6 BP.6	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !
Roof BP.7	19860	6.206	8 D.25	40.536	... Ok !

BAB ENAM

ANALISA STRUKTUR

6.1. UMUM

Struktur utama gedung ini terdiri dari balok, kolom dan shearwall. Direncanakan untuk menerima beban gravitasi dan beban lateral akibat gempa. Gaya-gaya dalam struktur utama gedung ini dianalisa dengan menggunakan program bantu ETABS.

6.2. DATA SATUAN DAN DATA MATERIAL

Seluruh satuan yang dipakai dalam analisa struktur utama ini adalah :

- Dimensi gaya : Kg
- Dimensi panjang : m (meter)
- Dimensi waktu : Detik



Material yang dipakai dalam analisa struktur gedung ini adalah :

- Jenis bahan : Beton bertulang
- Berat volume : 2400 kg/m^3
- Mutu beton : $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Mutu tulangan : U 32 ($f_y = 3200 \text{ kg/m}^2$)

6.3. PEMBEBANAN

6.3.1. Beban Mati

Untuk beban mati diperhitungkan seluruh beban akibat berat sendiri balok, kolom, pelat, dinding/panel, seluruh struktur sekunder dan semua elemen lain yang bersifat tetap sepanjang umur rencana gedung. Beban ini berupa beban terpusat atau merata yang diterima langsung oleh struktur utama maupun yang disalurkan melalui struktur sekunder.

6.3.2. Beban Hidup

Berbeda dengan beban mati yang bersifat tetap setiap waktu, beban hidup tidak selalu terjadi setiap saat. Peluang terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil. Oleh sebab itu beban hidup dianggap tidak efektif sepenuhnya.

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPI '83) untuk beban hidup dalam perhitungan balok induk dan portal diberikan reduksi sebagai berikut:



- Pada perencanaan balok-balok induk dan portal dari sistem struktur utama, beban hidup terbagi rata rencana dapat dikalikan dengan :

- * 0,60 untuk ruang perkantoran

6.3.3. Beban Gempa

Pada perencanaan sistem struktur penahan beban horizontal/gempa dari suatu gedung, beban hidup gedung tersebut ikut menentukan besarnya beban gempa rencana yang harus dipikul oleh sistem struktur. Seperti yang telah diuraikan diatas bahwa karena peluang terjadinya beban hidup yang kecil, maka untuk perencanaan beban gempa ini sesuai dengan PPI '83 beban hidup dapat direduksi sebagai berikut :

- 0,3 untuk ruang kantor

Dalam perencanaan ini beban rancang lateral dasar akibat gempa harus dikalikan dengan faktor K sebesar 2. Hal ini dilakukan karena struktur direncanakan dengan daktilitas dua.

6.3.4. Beban Akibat *Jacking*

Karena adanya unsur pratekan maka harus diperhitungkan pula gaya pratekan yang diberikan pada struktur. Hal ini diperhitungkan pada perhitungan struktur utama.

6.3.5. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang diperhitungkan didasarkan pada SK SNI '91 sebagai berikut :



- ☐ Kuat perlu yang menahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

- ☐ Bila ketahanan struktur terhadap gempa harus diperhitungkan pada perancangan, maka nilai *ultimate* diambil sebesar :

$$U = 1,05 (D + L_r + 2E)$$

Dari kombinasi pembebanan tersebut akan diperoleh gaya-gaya dalam setiap elemen, dimana besar gaya yang dipakai adalah harga maksimum dari hasil kombinasi pembebanan di atas.

6.4. PERMODELAN STRUKTUR

Sistem struktur dimodelkan sebagai *open frame* dengan perletakan jepit pada dasar kolomnya.

Lantai dimodelkan sebagai *rigid floor diafragma*, sehingga gaya lateral yang berasal dari beban gempa dapat disalurkan ke komponen struktur penahan lateral. Seluruh *joint* dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu terhadap yang lainnya, tetapi *displacement* dari *joint-joint* tersebut tergantung dari *displacement* dari *master of joint*. Lokasi *master of joint* ini diletakkan pada pusat massa suatu taraf lantai.

6.5. ANALISA STRUKTUR

Setelah memodelkan struktur utama, maka langkah selanjutnya dilakukan analisa struktur terhadap beban-beban gravitasi dan lateral.



Analisa struktur yang dilakukan pada perencanaan ini memakai cara elastis dengan metode elemen hingga.

Sebelum melakukan analisa struktur, terlebih dahulu harus dilakukan *preliminary design* dari konstruksi struktur utama, yaitu balok utama dan kolom. Juga harus diketahui sifat-sifat bahan untuk menentukan kekakuan tiap elemen. Kemudian dilakukan analisa statis dan dinamis yang secara garis besar akan diuraikan berikut ini.

6.5.1. Analisa Statis

Pada analisa statis ini beban yang diperhitungkan adalah berupa :

1. Beban gravitasi (beban mati + beban hidup)
2. Beban akibat gaya *jacking* dari kabel *prestress*.

6.5.2. Analisa Dinamis

Pembebanan yang ditinjau dalam analisa ini adalah pembebanan berupa beban gempa dalam arah lateral.

Metode yang dipakai dalam analisa dinamis perencanaan gedung ini adalah *Dynamic Response Spectrum Analysis*. Untuk struktur ini dipakai spektrum percepatan respon gempa rencana menurut diagram koefisien gempa dasar C untuk wilayah zone gempa 4 dengan struktur yang berdiri diatas tanah lunak.

6.6. INPUT DATA ETABS

File input data ETABS terdiri dari beberapa blok data. Blok data tersebut berisi informasi-informasi mengenai konfigurasi dan bentuk struktur yang akan dianalisa serta jenis dan bentuk pembebanannya, baik beban statis maupun beban dinamis.



ETABS sendiri memiliki 11 jenis blok data yang dapat dipergunakan untuk mendefinisikan bentuk dan karakteristik elemen struktur. .

Dalam analisa struktur utama gedung ini dibutuhkan 9 macam blok data. Blok data tersebut antara lain :

- | | |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| 1. <i>Control Data</i> | 6. <i>Frame Definition Data</i> |
| 2. <i>Mass Data</i> | 7. <i>Frame Location Data</i> |
| 3. <i>Story Data</i> | 8. <i>Dynamic Spectrum Data</i> |
| 4. <i>Material Property Data</i> | 9. <i>Load Case Definition Data</i> |
| 5. <i>Section Property Data</i> | |

Uraian lengkap mengenai blok data yang dipergunakan untuk perhitungan struktur dapat dilihat pada kepustakaan [4].

6.7. PERHITUNGAN *INPUT DATA* STRUKTUR

Perhitungan data struktur utama yang diperlukan yaitu :

1. Momen Inersia massa tiap segmen segiempat.
2. Titik berat massa tiap segmen segiempat.

dihitung dalam bentuk tabel-tabel perhitungan yang dilampirkan pada Lampiran C. Sedangkan data *prestress* dimasukkan setelah diperoleh hasil perencanaan balok pratekan pada BAB V.



BAB TUJUH

PERENCANAAN BALOK

Bab ini membahas tentang perencanaan penulangan balok selengkapnya, yang meliputi perencanaan penulangan lentur, geser, torsi, kontrol lendutan, kontrol retak dan perhitungan panjang penyaluran dengan ketentuan tingkat daktilitas dua

7.1. PENULANGAN LENTUR BALOK

Penulangan lentur untuk momen negatif pada daerah tumpuan dihitung dengan menganggap penampang balok adalah penampang persegi, sedangkan perhitungan lentur pada daerah lapangan, memakai prosedur disain konstruksi balok T dengan penentuan lebar flens menurut SK SNI '91, Ayat 3.1.10.

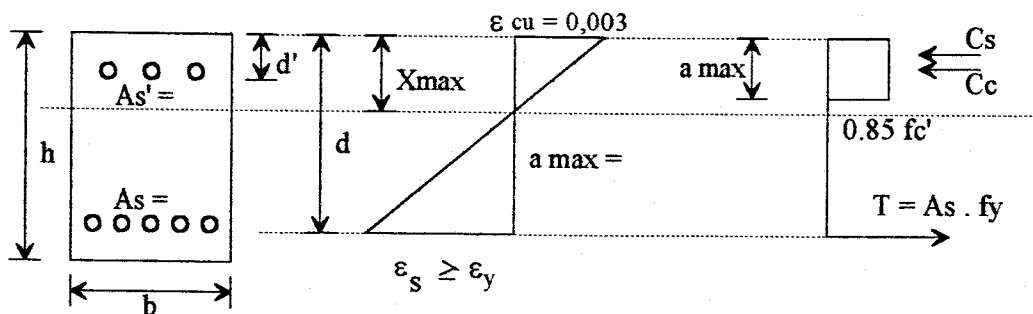


Momen pada tumpuan bisa berharga negatif (akibat beban gravitasi) maupun positif (akibat beban gempa yang cukup besar), sehingga penulangannya berdasarkan masing-masing arah momen yang terjadi.

Untuk kondisi pembebanan seperti ini, maka secara praktis perhitungan penulangan yang dipakai adalah tulangan tunggal. Tulangan tekan otomatis akan terpasang pada kondisi momen yang berbalik arah, sedangkan untuk penulangan tunggal, ada dua kondisi sistem penulangan :

1. Apabila $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$, maka tulangan tekan hanya dipasang praktis saja.
2. Apabila $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\text{max}}$, maka tulangan tekan dibutuhkan untuk menambah kekuatan.

□ Balok Persegi Dengan Tulangan Ganda



GAMBAR 7.1. PENAMPANG PERSEGI DENGAN TULANGAN RANGKAP

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Hitung d dan d'

$$d = h - d_c - \varnothing_{\text{sengkan}} - \varnothing_{\text{tulangan utama}} / 2$$



$$d' = dc + \emptyset_{\text{sengkan}} + \emptyset_{\text{tulangan utama}} / 2$$

2. Hitung R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

3. Hitung ρ_{perlu}

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right]$$

4. Cek terhadap ρ_{max}

$$\text{bila : } \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \dots\dots\dots (\text{perlu tulangan tekan !})$$

5. Hitung x_b , x_{max} , a_{max}

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} * d$$

$$x_{\text{max}} = 0,75 \cdot x_b$$

$$a_{\text{max}} = 0,85 \cdot x_{\text{max}}$$

6. Hitung $C_{c_{\text{max}}}$, $M_{n_{\text{max}}}$

$$C_{c_{\text{max}}} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_{\text{max}} \cdot b$$

$$M_{n_{\text{max}}} = C_{c_{\text{max}}} (d - a_{\text{max}} / 2)$$

7. Hitung momen sisa yang harus dipikul oleh tulangan tekan

$$M_{n_{\text{sisa}}} = M_{n_{\text{perlu}}} - M_{n_{\text{max}}}$$

8. Hitung gaya harus ditahan tulangan tekan akibat momen sisa tersebut

$$C_{s_{\text{perlu}}} = \frac{M_{n_s}}{d - d'}$$



9. Periksa keadaan tulangan tekan leleh

$$\epsilon_{s'} = \frac{x_{\max} - d'}{x_{\max}} 0,003 \geq \epsilon_y \dots \epsilon_y = f_y/E_s$$

10. Hitung luas tulangan tekan dan tarik sesuai keadaan tulangan tekan diatas

a. Tulangan tekan leleh :

$$A_{s'} = \frac{C_{s \text{ perlu}}}{f_y - 0,85 f_c'}$$

$$A_s = \frac{C_{c \text{ max}}}{f_y} + A_{s'}$$

b. Tulangan tekan belum leleh :

$$A_{s'} = \frac{C_{s \text{ perlu}}}{f_s' - 0,85 f_c'} \dots f_s' = E_s \cdot \epsilon_{s'}$$

$$A_s = \frac{C_{c \text{ max}}}{f_y} + A_{s'} \frac{f_s'}{f_y}$$

Buku referensi yang digunakan pada bab ini adalah diktat "*Reinforced Concrete Design*" oleh Charles G. Salmon dan Chu Kia Wang.

☐ Contoh Perhitungan

Contoh perhitungan penulangan lentur diambil balok as IV A-D:

- Ukuran balok = 50 x 70
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- ρ_{\max} = 0,03683



- ρ_{\min} = 0,004375
- *Decking* = 4 cm
- Sengkang = \varnothing 10
- Tulangan utama = D.25

a. Penulangan pada tumpuan kiri

- $M_u - = -1.348 \text{ E}+9 \text{ N-mm}$
- $M_u + = 6.741 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$
- $d = 700 - 40 - 10 - 0,5 \times 25.4 = 637.3 \text{ mm}$

♦ Tulangan atas (momen negatif)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.348 \text{ E}+9}{0,8 \times 500 \times 637.3^2} = 8.299$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10.756$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 8.299}{320}} \right)$$

$$= 0,0312 < \rho_{\max} = 0,0368$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0368 \times 50 \times 63,73$$

$$= 99.275 \text{ cm}^2$$

Tulangan ini nantinya ditambah dengan tulangan memanjang akibat torsi

Digunakan tulangan 18 D.29 ($A_s = 115.632 \text{ cm}^2$)



♦ Tulangan bawah (momen positif)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{6.741E+8}{0,8 \times 1600 \times 637.3^2} = 1.297$$

$$m = 10.756$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 1.297}{320}} \right) \\ &= 0,0041 < \rho_{\text{min}} = 0,004375 \text{ pakai } \rho = 0.004375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,004375 \times 160 \times 63,73 \\ &= 44.662 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan ini nantinya ditambah dengan tulangan memanjang akibat torsi

Digunakan tulangan **10 D.25 ($A_s = 50.67 \text{ cm}^2$)**

b. Penulangan pada lapangan

$$M_u = 8.562 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

$$d = 637.3 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.562E+8}{0,8 \cdot 1600 \cdot 637.3^2} = 1,647$$

$$m = 10.756$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10.756 \cdot 1,647}{320}} \right)$$

$$= 0,0053 > \rho_{\text{min}} = 0,004375$$



$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,0053 \times 160 \times 63,73 \\ &= 54.021 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan ini nantinya ditambah dengan tulangan memanjang akibat torsi

Digunakan tulangan 12 D.25 ($A_s = 60.804 \text{ cm}^2$)

Selanjutnya untuk penulangan lentur balok dapat dilihat pada Lampiran C.

Dalam menghitung penulangan balok pada Tugas Akhir ini, penulis hanya mengambil nilai max tiap bentang balok, dengan anggapan jika penampang balok pada bentang tersebut cukup menampung tulangan tentunya penampang yang sama pada bentang tersebut akan cukup menampung tulangan dengan gaya-gaya dalam yang lebih kecil.

7.2. Penulangan Geser - Torsi Balok

Penampang persegi yang mengalami kombinasi dari geser, lentur, dan torsi harus diperhitungkan terhadap model keruntuhan suatu komponen struktur oleh puntiran.

Torsi yang terjadi pada suatu komponen struktur bisa dibedakan menjadi dua macam :

1. Torsi statis tertentu (Torsi keseimbangan)

Torsi ditentukan dari statika saja sedangkan pengaruh kekuatan struktur tidak diperhitungkan.

2. Torsi statis tak tentu (Torsi kompatibilitas)

Torsi yang harus dipikul tergantung dari pengaruh kekakuan komponen struktur dan komponen lain yang berhubungan dengannya.



Untuk torsi kompatibilitas, apabila terjadi pengurangan dari momen torsi akibat redistribusi gaya-gaya dalam, maka momen torsi terfaktor maksimum dapat direduksi menjadi

$$T_u = \phi \left[\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{9} \right) \frac{\sum x^2 \cdot y}{3} \right] \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, Ayat 3.4.6 butir3})$$

Di dalam perhitungan penulangan geser dan torsi ini, dianggap bahwa torsi yang terjadi adalah torsi kompatibilitas karena struktur adalah statis tak tentu sehingga pengaruh kekakuan dari unsur-unsur lain yang mempengaruhinya harus diperhitungkan.

Pada perencanaan struktur dengan daktilitas dua, harus diperhatikan daerah ujung yang memiliki potensi menjadi sendi plastis. Dalam SK SNI '91, Ayat 3.14.9 butir 3 sub butir 3.a, daerah ujung untuk balok adalah daerah yang diukur dari muka kolom sebesar tinggi total balok (h) yang harus dicegah keruntuhan tiba-tiba akibat geser pada waktu terbentuk sendi plastis.

Oleh karena itu, kekuatan geser nominal yang dipikul oleh beton harus diambil 1/2 kalinya atau $1/2 \cdot \phi \cdot V_c$ (SK SNI '91, Ayat 3.14.9 butir 10 sub butir 1)

Langkah-langkah perhitungan penulangan geser dan torsi adalah sbb :

1. Hitung batas torsi (T_u) yang tidak memerlukan tulangan torsi (khusus untuk torsi keseimbangan)

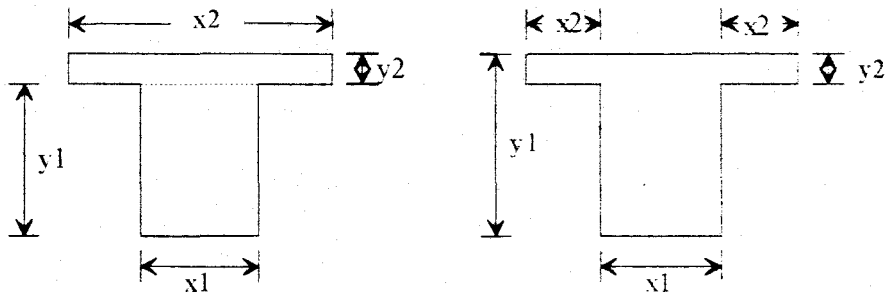
$$\text{Batas } T_u = \phi \left[\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) \cdot \sum x^2 y \right] \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, Ayat 3.4.6 butir1})$$

Dimana :



$$\phi = 0,6$$

$\Sigma x^2 y$ = dipilih terbesar dari kedua keadaan berikut ini



GAMBAR 7.5

$$\Sigma x^2 y = x_1^2 y_1 + x_2^2 y_2$$

$$\Sigma x^2 y = x_1^2 y_1 + 2 x_2^2 y_2$$

2. Hitung kuat nominal torsi yang mampu dipikul beton

$$\phi T_c = \frac{\phi \cdot 1/15 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right]^2}} \left[1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right]$$

dimana : $C_t = \frac{b_w \cdot d}{\Sigma x^2 y}$ $N_u < 1$ tarik

$N_u = 0$ tekan

Jika $T_u < \phi T_c$ pakai tulangan torsi minimum

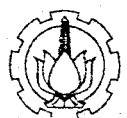
Jika $T_u > \phi T_c$ hitung tulangan torsi

Jika $T_u > 5 \cdot \phi T_c$ penampang harus diperbesar

3. Hitung tulangan torsi yang dibutuhkan

$$\phi T_s = T_u - \phi T_c$$

4. Hitung tulangan transversal torsi



$$\frac{A_t}{s} = \frac{\phi \cdot T_s}{\phi \cdot \alpha_1 \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y}$$

dimana :

$$x_1 = b - 2 (\text{decking} + 1/2 \text{ dia sengkang})$$

$$y_1 = h - 2 (\text{decking} + 1/2 \text{ dia sengkang})$$

$$\alpha_1 = 1/3 \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5$$

$$A_t = \text{luas satu kaki sengkang}$$

5. Hitung kuat nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\phi \cdot V_c = 1/2 \frac{\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left[2,5 \cdot C_t \cdot \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \left[1 + 0,3 \frac{N_u}{A_g} \right]$$

6. Hitung tulangan geser yang diperlukan

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi \cdot V_s}{\phi \cdot f_y \cdot d} \dots\dots\dots \phi V_s = V_u + \phi V_c$$

7. Hitung tulangan total sengkang gabungan torsi dan geser

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2 \cdot A_t}{s} \dots\dots\dots \min \frac{A_{vt}}{s} = \frac{b_w}{3 \cdot f_y}$$

8. Kontrol spasi maksimum tulangan transversal total

$$s_{\max} = \frac{(x_1 + Y_1)}{4} \leq 300 \text{ mm}$$

9. Hitung tulangan longitudinal yang diperlukan dan aturlah pemasangannya.



$$Al_1 = 2 \cdot At/s \cdot (x_1 + y_1)$$

$$Al_2 = \left| \frac{2,8 \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_r}} \right) - 2 \cdot At \right| \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Al diambil yang terbesar dan tidak perlu melebihi :

$$Al = \left| \frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right) - \frac{b_w \cdot s}{3 f_y} \right| \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Tulangan Al harus dipasang dengan jarak ≤ 30 cm sehingga tulangan Al disebarakan pada 4 bagian yaitu : atas, $1/3h$, $2/3h$, dan bawah masing-masing sebesar $1/4Al$.

Contoh perhitungan

Contoh perhitungan penulangan geser dan torsi diambil balok as IV A-D :

- Ukuran balok = 50 x 70 cm
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- ρ_{\max} = 0,0368
- ρ_{\min} = 0,00438
- *Decking* = 4 cm
- Sengkang = $\varnothing 10$
- Tulangan utama = D.25



$$Al_1 = 2 \cdot At/s \cdot (x_1 + y_1)$$

$$Al_2 = \left[\frac{2,8 \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right) - 2 \cdot At \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Al diambil yang terbesar dan tidak perlu melebihi :

$$Al = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right) - \frac{bw \cdot s}{3 f_y} \right] \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Tulangan Al harus dipasang dengan jarak ≤ 30 cm sehingga tulangan Al disebar pada 4 bagian yaitu : atas, $1/3h$, $2/3h$, dan bawah masing-masing sebesar $1/4Al$.

Contoh perhitungan

Contoh perhitungan penulangan geser dan torsi diambil balok as IV A-D :

- Ukuran balok = 50 x 70 cm
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- ρ_{max} = 0,0368
- ρ_{min} = 0,00438
- *Decking* = 4 cm
- Sengkang = $\varnothing 10$
- Tulangan utama = D.25



Penulangan pada daerah ujung kiri (tumpuan kiri)

$$- V_u = 5.476 \text{ E}+5 \text{ N}$$

$$- T_u = \phi \cdot (\sqrt{f_c'} / 9) \Sigma x^2 y / 3 \quad \dots\dots\dots (\text{T}u \text{ kompabilitas})$$

$$= 0,6 \cdot (\sqrt{35} / 27) \cdot 521.50 \text{ E}+6$$

$$= 6.856 \text{ E}+7 \text{ N-mm}$$

dimana:

$$- \text{Batas Torsi} = \phi \cdot (\sqrt{f_c'} / 20 \cdot \Sigma x^2 y)$$

$$= 0,6 \cdot (\sqrt{35} / 20 \cdot 521.50 \text{ E}+6)$$

$$= 9.256 \text{ E}+7 \text{ N-mm}$$

(Untuk T_u kompabilitas, batas T_u tidak boleh dipakai sebagai patokan, T_u kompabilitas tetap dipakai walaupun nilainya $<$ Batas T_u)

☐ Kuat Nominal torsi yang mampu dipikul beton

$$\phi \cdot T_c = \frac{\phi \cdot 1/15 \cdot \sqrt{f_c'} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right]^2}} \cdot \left[1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right]$$

dimana :

$$C_t = \frac{b_w \cdot d}{\Sigma x^2 y} = \frac{500 \cdot 637,3}{521.50 \text{ E}+6} = 0,00061 \text{ mm}$$

$$\phi T_c = \frac{0,6/15 \cdot \sqrt{35} \cdot 521.50 \text{ E}+6}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 \cdot 5.476 \text{ E}+5}{0,00061 \cdot 6,856 \text{ E}+7} \right]^2}} = 2.318 \text{ E}+7$$



$$\begin{aligned}\phi T_s &= T_u - \phi T_c = (6.856 - 2.318) E+7 \\ &= 4.538 E+7 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

□ Hitung tulangan transversal (A_t)

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\phi T_s}{\phi \cdot \alpha_t \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y}$$

$$x_1 = 500 - 2 \cdot (40 + 5) = 410$$

$$y_1 = 700 - 2 \cdot (40 + 5) = 610$$

$$\alpha_t = 1/3 (2 + y_1/x_1)$$

$$= 1/3 \cdot (2 + 610/410) = 1,1626 < 1,5 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_t}{s} &= \frac{4.538E+7}{0,6 \cdot 1,1626 \cdot 410 \cdot 610 \cdot 320} \\ &= 0,813 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

□ Kuat Nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= 1/2 \frac{\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left[2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \left[1 + 0,3 \frac{N_u}{A_s} \right] \\ &= 1/2 \frac{0,6/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 500 \cdot 637,3}{\sqrt{1 + \left[2,5 \cdot 0,00061 \frac{6.856E+7}{5.476E+5} \right]^2}} = 9.258E+4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 5.476E+5 - 9.258E+4 = 4.550E+5 \text{ N}$$



- Hitung tulangan geser (A_v)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi \cdot V_s}{\phi \cdot f_y \cdot d} = \frac{4.550 \text{ E}+5}{0,6 \cdot 320 \cdot 637,3}$$

$$= 3.719 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Hitung tulangan transversal total yang dibutuhkan

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 \cdot \frac{A_t}{s} = 3.719 + 2 \cdot 0,813$$

$$= 5.344 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai sengkang $\varnothing 10$ A_{vt} ada = luas dua kaki
 = 158 mm^2

Jarak sengkang

$$s = 158/5.344 = 30 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang tertutup $\varnothing 12$ - 2,5 cm

$$\text{Kontrol } s_{\max} = \frac{(x_1 + y_1)}{4} = \frac{(410 + 610)}{4} = 255 > s \text{ (Ok)}$$

- Hitung tulangan memanjang torsi

$$A_{l_1} = 2 \cdot \frac{A_t}{s} (x_1 + y_1)$$

$$= 2 \cdot 0,813 (410 + 610)$$

$$= 1658.185 \text{ mm}^2$$

$$A_{l_2} = \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left| \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right| - 2 A_t \right] \left[\frac{x_1 + y_1}{s} \right]$$

$$= \left[\frac{2,8 \cdot 500 \cdot 25}{320} \left| \frac{6.856 \text{ E}+7}{6.856 \text{ E}+7 + \frac{5.476 \text{ E}5}{3 \cdot 0,00061}} \right| - 2 \cdot 0,813 \cdot 25 \right] \left[\frac{410 + 610}{25} \right]$$



$$= -825.193 \text{ mm}^2$$

Al dipilih yang terbesar, tetapi Al_2 tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned}
 Al &= \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left[\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right] - \frac{b_w \cdot s}{3 f_y} \right] \left[\frac{x_1 + y_1}{s} \right] \\
 &= \left[\frac{2,8 \cdot 500 \cdot 25}{320} \left[\frac{6.856E7}{6.856E7 + \frac{5.476E5}{3 \cdot 0,00061}} \right] - \frac{500 \cdot 25}{3 \cdot 320} \right] \left[\frac{410 + 610}{25} \right] \\
 &= 301.742 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Jadi Al perlu} = 1658.185 \text{ mm}^2 = 16.582 \text{ cm}^2$$

Tulangan torsi longitudinal Al disebarkan pada 4 bagian balok (sisi atas, 2 x sisi tengah, sisi bawah) sebesar $1/4 \text{ Al} = 4.145 \text{ cm}^2$, kemudian ditambahkan pada penulangan lentur balok seperti diatas.

Disain akhir balok induk pada Tumpuan Kiri

☐ Tulangan atas

$$\begin{aligned}
 \text{As total} &= \text{As lentur} + 1/4 \text{ Al} \\
 &= 99.275 + 4.145 = 103.421 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{dipasang tulangan} \quad \mathbf{18 \text{ D.29 (As ada} = 115.632 \text{ cm}^2)}$$

☐ Tulangan tengah

$$\text{As perlu} = 1/2 \text{ Al} = 2 \cdot 4.145 = 8.290 \text{ cm}^2$$

$$\text{dipasang tulangan} \quad \mathbf{2 \text{ D.25 (As ada} = 10.134 \text{ cm}^2)}$$



☐ Tulangan bawah

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \text{As lentur} + 1/4 A_l \\ &= 44.662 + 4.145 = 48.807 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

dipasang tulangan **10 D.25 (As ada = 50.67 cm²)**

Selanjutnya untuk penulangan geser dan torsi pada balok yang lain, dapat dilihat pada Lampiran C.

7.3. Kontrol Lendutan dan Retak

☐ Kontrol Lendutan

SK SNI '91 menyatakan bahwa bila tinggi balok lebih besar dari pada tinggi minimum seperti yang disyaratkan dalam Tabel 3.2.5 (a), maka lendutan tidak perlu dihitung.

Tinggi balok diambil sebesar 70 cm lebih besar dari tinggi minimum balok yang disyaratkan SK SNI '91, jadi lendutan tidak perlu dihitung.

☐ Kontrol Retak

SK SNI '91, Ayat 3.3.6 butir 4 menyebutkan bahwa apabila tegangan leleh rancang (f_y) untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen negatif dan positif maksimum harus diproporsikan sedemikian rupa sehingga nilai z yang diberikan oleh :

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, pers 3.3.4})$$



tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar, dimana f_s boleh diambil sebesar 60% dari kuat leleh yang disyaratkan (f_y).

☐ Balok dalam ruangan

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

dimana:

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \times 320 = 192 \text{ MPa}$$

$$d_c = 40 + 10 + 0,5 \times 25,4 = 62,70 \text{ mm}$$

$$A_c = 2 \cdot d_c \cdot b_w / \text{jumlah tulangan}$$

$$= 2 \times 62,7 \times 500 / 15 = 4180 \text{ mm}^2$$

maka :

$$z = 192 \times \sqrt[3]{62,70 \times 4180}$$

$$= 12.287 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m}$$

Jadi retak pada beton tidak perlu diperiksa.

7.4. Panjang Penyaluran Balok

Panjang penyaluran dalam hal ini harus diperhitungkan untuk menjamin agar tidak terjadi slip antara beton dan tulangan.

Syarat-syarat mengenai panjang penyaluran dan penyambungan tulangan diatur dalam SK SNI '91, Pasal 3.5.

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran dasar tulangan untuk baja tulangan deform D.25



adalah sebagai berikut :

SK SNI '91, Ayat 3.5.2, butir 2

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,02 \cdot A_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \\ &= 0,02 \times 506.7 \times 320 / \sqrt{35} \\ &= 548.147 \text{ mm} \dots\dots\dots 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,06 \cdot d_b \cdot f_y \\ &= 0,06 \times 25.4 \times 320 \\ &= 487.68 \text{ mm} \dots\dots\dots 49 \text{ cm} \end{aligned}$$

SK SNI '91, Ayat 3.5.2, butir 3 sub butir 1

Akibat top bar efect (tulangan atas) :

$$l_d = 1,4 \times l_{db} = 1,4 \times 548.147 = 767.41 \text{ mm} \dots\dots\dots 80 \text{ cm}$$

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

Panjang penyaluran dasar untuk tulangan D.25 adalah :

SK SNI '91, Ayat 3.5.3, butir 2

$$\begin{aligned} l_{db} &= \frac{d_b \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{25.4 \times 320}{4 \times \sqrt{35}} \\ &= 343.471 \text{ mm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh kurang dari

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,04 \cdot d_b \cdot f_y \\ &= 0,04 \times 25.4 \times 320 = 325.12 \text{ mm} = 32.5 \text{ cm} \end{aligned}$$



☐ Panjang Penyaluran Kait Standart Dalam Tarik

Panjang penyaluran dasar kait standart (hook) dari tulangan D.25 adalah :

SK SNI '91, Ayat 3.5.5.

$$l_{hb} = 100.d_b / \sqrt{f_c} = 100 \times 25.4 / \sqrt{35} = 429.34 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran hook :

$$l_{dh} = l_{hb} (f_y / 400) \times 0,7$$

$$= 429.34 \times (320 / 400) \times 0,7 = 240.43 \text{ mm} \dots\dots\dots 25 \text{ cm}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$l_{dh} = 8.d_b = 8 \times 25.4 = 203.2 \text{ mm} = 20.5 \text{ cm}$$

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Momen Positif

SK SNI '91, Ayat 3.5.11 menentukan bahwa sepertiga dari tulangan tarik pada momen positif diteruskan pada jarak yang terbesar antara :

$$- 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$- d = 637.3 \text{ mm} = 63.73 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{menentukan})$$

$$- 12.d_b = 12 \times 25.4 = 304.8 \text{ mm} = 30.5 \text{ cm}$$

☐ Panjang Penyaluran Tulangan Momen Negatif

SK SNI '91, Ayat 3.5.12 menentukan bahwa sepertiga dari tulangan tarik pada momen negatif diteruskan pada jarak yang terbesar antara :

$$- d = 637.3 \text{ mm} = 63.73 \text{ cm}$$

$$- 12.d_b = 12 \times 25.4 = 304.8 \text{ mm} = 30.5 \text{ cm}$$

$$- l_n / 16 = 10800 / 16 = 675 \text{ mm} = 67.5 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{menentukan})$$



TABEL 7.1. PERHITUNGAN TULANGAN UTAMA BALOK

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ Penutup beton (dc) = 40 mm $\rho_{\text{bat}} = 0.0491118$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ Tulangan utama = D.25 $\rho_{\text{maks}} = 0.0368338$
 Tebal pelat lantai = 150 mm Diameter begel = $\phi 10$ $\rho_{\text{min}} = 0.004375$

Lajur	Tipe Balok	Dimensi balok		Daerah	d (mm)	b _E (mm)	Mu (N mm)	m	Rn (MPa)	ρ perlu	ρ pakai	As perlu (cm ²)	Al perlu (cm ²)	As total (cm ²)	Pakai tulangan lentur	As terpasang (cm ²)	Kontrol balok T a (mm)	Kontrol balok L a (mm)
		b (cm)	h (cm)															
As. I	A-D	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-4.816E+08	10.756	2.964	0.0098	0.0098	31.154	2.853	34.007	7 D.25	35.469		76.303
		50	70	Lap.	637.3	1050	2.729E+08	10.756	0.800	0.0025	0.0044	29.309	8.179	37.488	8 D.25	40.536		41.525
		50	70	Tump. (+)	637.3	1050	2.408E+08	10.756	0.706	0.0022	0.0044	29.309	2.853	32.163	7 D.25	35.469		36.335
	F-I	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-4.816E+08	10.756	2.964	0.0098	0.0098	31.154	2.853	34.007	7 D.25	35.469		76.303
		50	70	Lap.	637.3	1050	2.729E+08	10.756	0.800	0.0025	0.0044	29.309	8.179	37.488	8 D.25	40.536		41.525
		50	70	Tump. (+)	637.3	1050	2.408E+08	10.756	0.706	0.0022	0.0044	29.309	2.853	32.163	7 D.25	35.469		36.335
As. II	A-D	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-1.000E+09	10.756	6.158	0.0218	0.0218	69.459	2.853	72.312	13 D.25	65.871		
		50	70	Lap.	637.3	1600	6.222E+05	10.756	0.001	0.0000	0.0044	44.662	6.514	51.176	11 D.25	55.737	44.913	
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	5.002E+08	10.756	0.962	0.0031	0.0044	44.662	2.853	47.515	10 D.25	50.670		
	F-I	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-1.000E+09	10.756	6.158	0.0218	0.0218	69.459	2.853	72.312	13 D.25	65.871		
		50	70	Lap.	637.3	1600	6.222E+05	10.756	0.001	0.0000	0.0044	44.662	6.514	51.176	11 D.25	55.737	44.913	
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	5.002E+08	10.756	0.962	0.0031	0.0044	44.662	1.427	46.089	10 D.25	50.670		
As. IV	A-D	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-1.348E+09	10.756	8.299	0.0312	0.0312	99.275	4.145	103.421	18 D.29	115.632		
		50	70	Lap.	637.3	1600	8.562E+08	10.756	1.647	0.0053	0.0053	54.021	6.204	60.225	12 D.25	60.804	48.996	
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	6.741E+08	10.756	1.297	0.0041	0.0044	44.662	4.145	48.807	10 D.25	50.670		
	F-I	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-1.348E+09	10.756	8.299	0.0312	0.0312	99.275	4.145	103.421	18 D.29	115.632		
		50	70	Lap.	637.3	1600	8.562E+08	10.756	1.647	0.0053	0.0053	54.021	6.204	60.225	12 D.25	60.804	48.996	
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	6.741E+08	10.756	1.297	0.0041	0.0044	44.662	4.145	48.807	10 D.25	50.670		

TABEL 7.1. PERHITUNGAN TULANGAN UTAMA BALOK

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ Penutup beton (dc) = 40 mm $\rho_{\text{bal}} = 0.0491118$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ Tulangan utama = D.22 $\rho_{\text{max}} = 0.0368338$
 Tebal pelat lantai = 150 mm Diameter begel = $\phi 10$ $\rho_{\text{min}} = 0.004375$

Lajur	Tipe Balok	Dimensi balok		Daerah	d (mm)	b _E (mm)	Mu (N mm)	m	Rn (MPa)	ρ perlu	ρ pakai	As perlu (cm ²)	Al perlu (cm ²)	As total (cm ²)	Pakai tulangan lentur	As terpasang (cm ²)	Kontrol balok T a (mm)	Kontrol balok L a (mm)
		b (cm)	h (cm)															
As. V	A-C	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-9.988E+08	10.756	6.148	0.0218	0.0218	69.334	3.835	73.169	12 D.25	60.804	44.913	
		50	70	Lap.	637.3	1600	3.640E+08	10.756	0.700	0.0022	0.0044	44.662	6.092	50.754	11 D.25	55.737		
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	4.994E+08	10.756	0.961	0.0031	0.0044	44.662	3.835	48.497	10 D.25	50.670		
	G-I	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-9.988E+08	10.756	6.148	0.0218	0.0218	69.334	3.835	73.169	12 D.25	60.804	44.913	
		50	70	Lap.	637.3	1600	3.640E+08	10.756	0.700	0.0022	0.0044	44.662	6.092	50.754	11 D.25	55.737		
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	4.994E+08	10.756	0.961	0.0031	0.0044	44.662	3.835	48.497	10 D.25	50.670		
As. VI	A-C	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-6.720E+08	10.756	4.136	0.0140	0.0140	44.537	3.272	47.810	12 D.25	60.804	44.913	
		50	70	Lap.	637.3	1600	2.736E+08	10.756	0.526	0.0017	0.0044	44.662	6.372	51.034	11 D.25	55.737		
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	3.360E+08	10.756	0.646	0.0020	0.0044	44.662	3.272	47.934	10 D.25	50.670		
	G-I	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-6.720E+08	10.756	4.136	0.0140	0.0140	44.537	3.272	47.810	12 D.25	60.804	44.913	
		50	70	Lap.	637.3	1600	2.736E+08	10.756	0.526	0.0017	0.0044	44.662	6.372	51.034	11 D.25	55.737		
		50	70	Tump. (+)	637.3	1600	3.360E+08	10.756	0.646	0.0020	0.0044	44.662	3.272	47.934	10 D.25	50.670		
As. A	I-XII	50	70	Tump. (-)	637.3	500	-1.561E+08	10.756	0.961	0.0031	0.0044	13.957	1.653	15.610	5 D.25	25.335	43.552	
		50	70	Lap.	637.3	1050	7.806E+07	10.756	0.229	0.0007	0.0044	29.309	3.353	32.662	7 D.25	35.469		
		50	70	Tump. (+)	637.3	1050	7.806E+07	10.756	0.229	0.0007	0.0044	29.309	1.653	30.962	7 D.25	35.469		
As.B	I-XII	40	60	Tump. (-)	537.3	400	-2.711E+08	10.756	2.935	0.0097	0.0097	20.791	8.230	29.020	6 D.25	30.402	43.552	
		40	60	Lap.	537.3	1500	2.100E+08	10.756	0.606	0.0019	0.0044	35.301	9.300	44.601	10 D.25	50.670		
		40	60	Tump. (+)	537.3	1500	1.355E+08	10.756	0.391	0.0012	0.0044	35.301	1.549	36.849	8 D.25	40.536		

TABEL 7.2. PENULANGAN GESER DAN TORSI BALOK

 $f_c' = 35 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$

Tebal pelat lantai = 150 mm

Penutup beton (d_c) = 40 mmDiameter begel = $\phi 10$ Av ada (dua kaki) = 158 mm² $x_1 = b - 2 \cdot d_c - \phi \text{ begel}$ $y_1 = h - 2 \cdot d_c - \phi \text{ begel}$

Lajur	Tipe Balok	x		x_1 (mm)	y_1 (mm)	Daerah	d (mm)	V_u (N)	T_u (N mm)	$\phi \cdot V_c$ (N)	$\phi \cdot T_c$ (N mm)	$\phi \cdot V_s$ (N)	$\phi \cdot T_s$ (N mm)	$\Delta v/s$ (mm ² /mm)	$\Delta t/s$ (mm ² /mm)	$\Delta v/s$ (mm ² /mm)	s_{paku} (mm)	s_{max} (mm)	s_{pakang} (mm)	ΔI (cm ²)
		b (cm)	h (cm)																	
As. I	A-D	50	70	410	610	Tump	637.3	2.096E+05	3.982E+07	8.432E+04	3.203E+07	1.253E+05	7.788E+06	1.024	0.140	1.303	121	255	120	11.413
		50	70	410	610	Lap.	637.3	2.180E+04	3.982E+07	1.921E+04	7.017E+07	2.592E+03	-3.035E+07	0.021	-0.544	-1.066	-148	255	255	32.716
	F-I	50	70	410	610	Tump	637.30	2.096E+05	3.982E+07	8.432E+04	3.203E+07	1.253E+05	7.788E+06	1.024	0.140	1.303	121	255	120	11.413
		50	70	410	610	Lap.	637.30	2.180E+04	3.982E+07	1.921E+04	7.017E+07	2.592E+03	-3.035E+07	0.021	-0.544	-1.066	-148	255	255	32.716
As. II	A-D	50	70	410	610	Tump	637.3	2.096E+05	6.856E+07	8.432E+04	5.515E+07	1.253E+05	1.341E+07	1.024	0.240	1.505	105	255	100	11.413
		50	70	410	610	Lap.	637.3	5.312E+04	6.856E+07	4.264E+04	1.101E+08	1.048E+04	-4.150E+07	0.086	-0.743	-1.401	-113	255	255	26.055
	F-I	50	70	410	610	Tump	637.30	2.096E+05	6.856E+07	8.432E+04	5.515E+07	1.253E+05	1.341E+07	1.024	0.240	1.505	105	255	100	11.413
		50	70	410	610	Lap.	637.30	5.312E+04	6.856E+07	4.264E+04	1.101E+08	1.048E+04	-4.150E+07	0.086	-0.743	-1.401	-113	255	255	26.055
As. IV	A-D	50	70	410	610	Tump	637.3	5.476E+05	6.856E+07	9.258E+04	2.318E+07	4.550E+05	4.538E+07	3.719	0.813	5.344	30	255	25	16.582
		50	70	410	610	Lap.	637.3	6.048E+04	6.856E+07	4.714E+04	1.069E+08	1.334E+04	-3.831E+07	0.109	-0.686	-1.263	-125	255	255	24.814
	F-I	50	70	410	610	Tump	637.30	5.476E+05	6.856E+07	9.258E+04	2.318E+07	4.550E+05	4.538E+07	3.719	0.813	5.344	30	255	25	16.582
		50	70	410	610	Lap.	637.30	6.048E+04	6.856E+07	4.714E+04	1.069E+08	1.334E+04	-3.831E+07	0.109	-0.686	-1.263	-125	255	255	24.814
As. V	A-C	50	70	410	610	Tump	637.3	5.136E+05	6.262E+07	8.464E+04	2.064E+07	4.290E+05	4.198E+07	3.506	0.752	5.010	45	255	30	15.341
		50	70	410	610	Lap.	637.3	5.780E+04	6.262E+07	4.452E+04	9.648E+07	1.328E+04	-3.385E+07	0.109	-0.606	-1.104	-205	255	255	24.368
	G-I	50	70	410	610	Tump	637.30	5.136E+05	6.262E+07	8.464E+04	2.064E+07	4.290E+05	4.198E+07	3.506	0.752	5.010	45	255	30	15.341
		50	70	410	610	Lap.	637.30	5.780E+04	6.262E+07	4.452E+04	9.648E+07	1.328E+04	-3.385E+07	0.109	-0.606	-1.104	-205	255	255	24.368
As. VI	A-C	50	70	410	610	Tump	637.3	3.908E+05	6.262E+07	8.363E+04	2.680E+07	3.072E+05	3.582E+07	2.510	0.642	3.794	60	255	60	13.090
		50	70	410	610	Lap.	637.3	5.153E+04	6.262E+07	4.083E+04	9.924E+07	1.070E+04	-3.662E+07	0.087	-0.656	-1.224	-185	255	255	25.487
	G-I	50	70	410	610	Tump	637.30	3.908E+05	6.262E+07	8.363E+04	2.680E+07	3.072E+05	3.582E+07	2.510	0.642	3.794	60	255	60	13.090
		50	70	410	610	Lap.	637.30	5.153E+04	6.262E+07	4.083E+04	9.924E+07	1.070E+04	-3.662E+07	0.087	-0.656	-1.224	-185	255	255	25.487
As. A	I-XII	50	70	410	610	Tump	637.3	3.148E+05	6.262E+07	8.238E+04	3.277E+07	2.324E+05	2.985E+07	1.899	0.535	2.969	76	255	60	6.612
		50	70	410	610	Lap.	637.3	1.588E+05	6.262E+07	7.375E+04	5.816E+07	8.505E+04	4.458E+06	0.695	0.080	0.855	265	255	150	13.411
As. B	I-XII	50	70	410	610	Tump	637.30	1.920E+04	6.262E+07	1.694E+04	1.105E+08	2.258E+03	-4.789E+07	0.018	-0.858	-1.697	-133	255	60	32.918
		50	70	410	610	Lap.	637.30	5.700E+03	6.262E+07	5.121E+03	1.125E+08	5.791E+02	-4.990E+07	0.005	-0.894	-1.783	-127	255	150	37.201

BAB DELAPAN

PERENCANAAN KOLOM DAN DINDING GESER

8.1. PERENCANAAN KOLOM

Perencanaan kolom ini meliputi penulangan lentur kolom, kontrol terhadap *biaksial bending* kolom, penulangan geser kolom serta perencanaan pertemuan balok dan kolom.

8.1.1. Dasar Teori

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan sebagai *beam column* dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsingan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar $M_o = P \cdot \Delta$, sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada



ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan pada ayat-ayat di bawah ini.

8.1.1.1. Panjang tekuk kolom

Penulangan lentur dan beban aksial untuk kolom harus ditinjau dari kombinasi beban yang menentukan hasil dari analisa struktur yang didapat dari bab sebelumnya. Dalam perhitungan, terdapat perbedaan antara kolom pendek dan kolom panjang.

Dalam perencanaan gedung ini kolom direncanakan sebagai kolom dengan pengaku (*braced frame*) karena adanya dinding geser sebagai pengekang adanya goyangan ke samping dari struktur.

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai atau balok di ujung-ujungnya yang dikalikan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya:

$$k \geq 1 \text{ untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)}$$

$$k \leq 1 \text{ untuk kolom dengan pengaku samping (braced)}$$

Faktor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepitan ujung atas (ψ_A) dan tingkat penjepitan ujung bawah (ψ_B), dimana tingkat penjepitan ujung kolom tersebut diperoleh dengan persamaan :

$$\psi = \frac{\sum EI / Lu \text{ kolom}}{\sum EI / Lu \text{ balok}}$$

Sesuai dengan SK SNI '91, ayat 3.3.11 butir 2 sub butir 1, faktor panjang efektif (k) harus diambil sama dengan 1. Atau dapat dicari dengan menggunakan grafik



alignment. Dengan menarik garis lurus yang menghubungkan nilai-nilai ψ_A dan ψ_B , maka akan diperoleh harga (k).

8.1.1.2. Pembatasan penulangan kolom

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.3.9 butir 1 menyebutkan bahwa rasio penulangan kolom disyaratkan agar tidak kurang dari 1% dan tidak lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom ($0,01 \leq \rho \leq 0,08$).

Untuk mencari rasio tulangan lentur dipakai diagram interaksi M-N non dimensi dari ACI (*American Concrete Institute*). Diagram interaksi tersebut dibuat berdasarkan mutu beton dan mutu baja yang sudah ditentukan, lihat Lampiran C.

Untuk struktur yang dirancang dengan daktilitas dua maka SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.9 butir 5 sub butir 1 membatasi rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06 dan 0,08 pada daerah sambungan. Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangkak (*creep*) yang terjadi pada beton, sedangkan pembatasan rasio tulangan maksimum didasarkan atas pertimbangan kesulitan pemasangan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 6 buah untuk kolom dengan pengikat spiral.

8.1.1.3. Kolom pendek

Suatu unsur tekan dikatakan pendek, yaitu apabila unsur tersebut dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton)



sebelum mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perencanaan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Hal tersebut di atas terpenuhi apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom ($k.L_u$) terhadap radius girasi (r) :

$$\frac{k.L_u}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}}, \quad M_{2b} > M_{1b} \quad \dots\dots\dots (braced$$

frame)

dimana :

- Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{\frac{I}{A}}$ atau
 - = 0.3 h dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi, atau
 - = 0.25 d untuk kolom bulat (d = diameter kolom)

Untuk kolom yang digolongkan sebagai kolom pendek, maka tidak akan timbul momen tambahan akibat lendutan kolom, sehingga pembesaran momen dapat diabaikan.

8.1.1.4. Kolom panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek di atas tidak terpenuhi, maka suatu komponen struktur tekan boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan melendut ke samping (menekuk) sehingga timbul momen sekunder. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang harus diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.



8.1.1.5. Faktor pembesaran momen untuk kolom panjang

Di dalam peraturan ACI, perhitungan dari pengaruh kelangsingan dapat didekati dengan menggunakan cara pembesaran momen, dimana jumlah dari momen primer dan sekunder dikalikan dengan suatu faktor pembesaran δ .

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.3.11 butir 5 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi :

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-6)}$$

dimana :

$$- \delta_b = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1 \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-7)}$$

$$- \delta_s = \frac{C_m}{1 - \sum P_u / \phi \sum P_c} \geq 1 \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-8)}$$

$$- C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} > 0,4 \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-12)}$$

Nilai M_{1b}/M_{2b} negatif untuk momen *double curvature*.

Untuk *unbraced frame* $C_m = 1$.

$$- P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k L_n)^2} \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-9)}$$

$\sum P_u$ dan $\sum P_c$ adalah penjumlahan dari semua kolom dalam satu tingkat.

$$- EI = \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad \text{..... (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.3-10)}$$

$$= 0,3 E_c I_g \text{ (pendekatan)}$$

$$- \text{Untuk } \textit{braced frame}, M_c = \delta_b M_{2b}$$



Struktur menggunakan pengaku berupa dinding geser, sehingga perencanaan kolom menggunakan anggapan sebagai *braced frame*.

8.1.2. Prosedur Penulangan Lentur Kolom

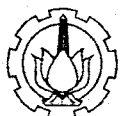
Langkah-langkah untuk menghitung penulangan lentur kolom yang digunakan pada tugas akhir ini dapat diuraikan sebagai berikut :

1. Jenis kolom adalah kolom *braced* karena terdapat dinding geser yang dapat dianggap mampu menahan ke arah lateral, diambil faktor tekuk (k) = 1.
2. Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Seperti telah dijelaskan di atas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen, dan sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.
3. Momen yang telah diperoleh dari langkah 2, kemudian dihitung momen ekuivalensinya. Dimana momen dua arah (*biaxial*) dijadikan satu arah, ke arah yang kritis. Rumus yang digunakan ialah :

$$M_{ux} = M_{2x} + M_{2y} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \quad \text{untuk} \quad \frac{M_{2y}}{M_{2x}} \geq \frac{b}{h} \quad \dots \quad (\text{Salmon, pers. 13.21.17})$$

$$M_{uy} = M_{2y} + M_{2x} \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \quad \text{untuk} \quad \frac{M_{2y}}{M_{2x}} \leq \frac{b}{h} \quad \dots \quad (\text{Salmon, pers. 13.21.18})$$

Harga β berkisar antara 0,55 sampai dengan 0,65. Untuk disain lebih akurat biasa digunakan 0,65.



Dapatkan harga ρ_{perlu} dari diagram interaksi M - N berdasarkan mutu beton dan baja tulangan yang sesuai, sumbu ordinatnya menyatakan P_u dan sumbu absisnya menyatakan $M_u = M_c$ dengan rumus :

$$K_y = \frac{\phi \cdot P_n}{A_g} \dots\dots\dots \text{Untuk sumbu ordinat (y)}$$

$$K_x = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot h} \dots\dots\dots \text{Untuk sumbu absis (x)}$$

Dalam analisa statik dan dinamik dengan software ETABS telah diperhitungkan pengaruh dari P-delta effect. Sehingga nilai P_u dan M_u dapat langsung dipakai untuk menghitung tulangan.

Besarnya ρ_{perlu} diperoleh dengan menarik garis sejajar sumbu X sebesar K_x yang dipotongkan dengan garis sejajar sumbu Y sebesar K_y . As ρ_{perlu} diperoleh dengan mengalikan ρ_{perlu} dengan A_g . Diagram interaksi kolom terdapat pada Lampiran C.

8.1.3. Kontrol Dengan *Bresler Reciprocal Method*

Bresler Reciprocal Method merupakan salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaksial bending*). Sebagai alat bantu nya digunakan diagram interaksi yang sama dengan yang digunakan untuk merencanakan tulangan lentur kolom di atas.

Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Hitung harga e/h untuk masing-masing arah momen. Momen yang digunakan ialah momen yang dihasilkan dari langkah 2 perencanaan tulangan lentur kolom.



2. Dari harga e/h untuk masing-masing arah momen dan ρ yang digunakan, lalu titik pertemuannya diproyeksikan sejajar sumbu x untuk memperoleh harga $\frac{\phi \cdot P_n}{A_g}$.

Maka harga P_n untuk arah x dan y dapat diperoleh.

Kekuatan penampang tekan yang memperoleh gaya aksial dan momen lentur dalam dua arah sumbu utamanya (momen biaksial) dapat dirumuskan sbb :

$$P_{nb} = \left(\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}} \right)^{-1} \geq P_n \text{ ada } \dots\dots\dots (\text{Salmon, pers. 13.21.6})$$

dimana :

$$- P_{no} = 0,8 \cdot [0,85 f_c' (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

$\dots\dots\dots$ (SK SNI T-15-1991-03, pers 3.1-2)

Dengan harga e_x/h , e_y/h dan ρ yang telah terpasang, maka nilai P_{ox} dan P_{oy} dapat dicari dengan diagram interaksi $M - N$ dengan rumus :

$$P_{nx} = K_x \cdot A_g / 0,65$$

$$P_{ny} = K_y \cdot A_g / 0,65$$

dimana K_x dan K_y adalah konstanta yang didapat pada sumbu ordinat diagram interaksi $M - N$ untuk P_{nx} dan P_{ny} .

8.1.4. Penulangan Geser dan Torsi Kolom

Penulangan geser dan torsi pada kolom pada hakekatnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok yang diatur dalam SK SNI T-15-1991-03, ayat 3.4.3 dan 3.4.6, hanya pada daerah ujung-ujung dari kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton bertulang yang tahan



gempa. Selain itu perbedaannya adalah pada kolom terdapat pengaruh gaya aksial sehingga kemampuan geser bertambah sebesar :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, pers. 3.4-4})$$

Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser - torsi kolom adalah sebagai berikut :

1. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25
2. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal untuk memikul beban geser.
3. Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari $d/4$, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengkang dan 300 mm.
4. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
5. Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton ($\phi.V_c$) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam SK SNI T-15-1991-03, pasal 3.4.
6. Tulangan tranversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :
 - Setengah dari dimensi komponen struktur yang terkecil.



- Lebih kecil atau sama dengan 10 kali diameter tulangan memanjang.
 - Lebih kecil atau sama dengan 200 mm.
7. Pada setiap muka join pada kedua sisi dari setiap penampang harus dipasang tulangan transversal dengan jumlah seperti ditentukan di atas sepanjang l_o dari muka yang ditinjau.

Panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- Tinggi komponen struktur untuk $Nu_k \leq 0,3 A_g f_c'$
- Satu setengah kali tinggi kompoenen struktur untuk $Nu_k > 0,3 A_g f_c'$
- Seperempat bentang bersih dari komponen struktur
- 450 mm

Selanjutnya untuk langkah-langkah perhitungan penulangan geser - torsi pada kolom dapat dilihat pada Bab VII (Perencanaan Balok).

Berikut ini adalah **contoh perhitungan penulangan kolom**. Sebagai contoh perhitungan diambil kolom III-A dengan data perencanaan sbb

- Ukuran kolom = $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- Mutu beton = $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Mutu baja = U_{32} , $f_y = 320 \text{ MPa}$
- *Decking* (d) = 40 mm
- Tulangan utama = D 25
- Sengkang = $\emptyset 12$
- Jari-jari girasi (r) = $0,3 h = 0,3 \times 500 = 150 \text{ mm}$
- Ukuran balok = $50 \times 70 \text{ cm}$, $f_c' = 35 \text{ MPa}$



Dari analisa ETABS didapat gaya-gaya dalam pada kolom sebagai berikut :

- ♦ $M_{u-x} = 5.937 \text{ E}+7 \text{ N-mm}$
- ♦ $M_{u-y} = 2.489 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$
- ♦ $P_u = 4.790 \text{ E}+6 \text{ N}$

Diambil harga yang menentukan

$$M_{u-y} = 2.489 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

$$P_u = 4.790 \text{ E}+6 \text{ N}$$

A. Penulangan lentur kolom

$$K_y = \frac{\phi \cdot P_n}{A_g} = \frac{4.790 \text{ E}6}{500^2} = 19.16 \text{ MPa} = 2.779 \text{ Ksi}$$

$$K_x = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot h} = \frac{248.91 \text{ E}+6}{500^2 \cdot 500} = 1.99 \text{ MPa} = 0.2888 \text{ Ksi}$$

Dengan menarik garis pada diagram interaksi sejajar sumbu X sebesar 0.2888 dan dipertemukan dengan garis sejajar sumbu y sebesar 2.779 diperoleh $\rho = 1.5 \% = 0.015$.

$$A_s \text{ perlu} = 0.015 \times 500^2 = 3750 \text{ mm}^2 \quad (\text{nantinya ditambah dengan tulangan torsi !})$$

Dipasang 12 D.25 ($A_s = 6080.4 \text{ mm}^2$)

$$\rho \text{ ada} = 6080.4 / 500^2 = 0.024$$

B. Cek Biaksial Bending Momen dengan Bresler Reciprocal Method

- $M_{ux} = 5.937 \text{ E}+7 \text{ N-mm}$
- $M_{uy} = 2.489 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$
- $P_u = 4.790 \text{ E}+6 \text{ N}$



- ♦ Perhitungan Pnx :

$$e_x / h = \frac{MuX}{Pu \cdot h} = \frac{5.937 E+7}{4.790 E+6 * 500} = 0.0248 < 0,1 \text{ ambil } e_x/h = 0.1$$

$$MuX = (e_x / h) * (Pu \cdot h) = 0.1 * 4.790E+6 * 500 = 239.5E+6 \text{ N-mm}$$

Perhitungan Pny :

$$e_y / h = \frac{MuY}{Pu \cdot h} = \frac{2.489 E+8}{4.790 E+6 * 500} = 0,1039 > 0,1$$

Direncanakan ulang dimana :

$$MuX = 239.5E+6 \text{ N-mm}$$

$$MuY = 2.489 E+8 \text{ N-mm}$$

$$Pu = 4.790 E+6 \text{ N-mm}$$

C. Penulangan lentur kolom

$$K_y = \frac{\phi \cdot P_n}{A_g} = \frac{4.790 E6}{500^2} = 19.16 \text{ MPa} = 2.779 \text{ Ksi}$$

$$K_x = \frac{\phi \cdot M_n}{A_g \cdot h} = \frac{248.91 E+6}{500^2 * 500} = 1.99 \text{ MPa} = 0.2888 \text{ Ksi}$$

Dengan menarik garis pada diagram interaksi sejajar sumbu X sebesar 0.2888 dan dipertemukan dengan garis sejajar sumbu y sebesar 2.779 diperoleh $\rho = 1.5 \% = 0.015$.

$$As \text{ perlu} = 0.015 \times 500^2 = 3750 \text{ mm}^2 \quad (\text{nantinya ditambah dengan tulangan torsi !})$$

Dipasang 12 D.25 ($As = 6080.4 \text{ mm}^2$)

$$\rho \text{ ada} = 6080.4 / 500^2 = 0.024$$



D. Cek Biaksial Bending Momen dengan Bresler Reciprocal Method

- ♦ Perhitungan Pnx :

$$e_x/h = \frac{Mu_x}{P_u \cdot h} = \frac{2.395 \text{ E}+8}{4.790 \text{ E}+6 \cdot 500} = 0.1$$

$\rho = 2.43 \%$ dengan bantuan diagram interaksi terlampir diperoleh :

$$K_x = 0.325 \text{ ksi} = 2.2408 \text{ MPa, maka :}$$

$$P_{nx} = 2.2408 \times 0.85 \times 35 \times 500^2 / 0.65 = 2.564 \text{ E}+7 \text{ N.}$$

Perhitungan Pny :

$$e_y/h = \frac{Mu_y}{P_u \cdot h} = \frac{2.489 \text{ E}+8}{4.790 \text{ E}+6 \cdot 500} = 0.1039 > 0.1$$

$\rho = 2.43 \%$ dengan bantuan diagram interaksi terlampir diperoleh :

$$K_y = 3.100 \text{ ksi} = 21.3738 \text{ MPa, maka :}$$

$$P_{ny} = 21.3738 \times 0.85 \times 35 \times 500^2 / 0.65 = 2.446 \text{ E}+8 \text{ N.}$$

- ♦ Perhitungan Pno

$$P_{no} = 0.8 \cdot [0.85 \cdot f'_c (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y]$$

$$= 0.8 \times [0.85 \times 35 \times (500^2 - 6080.4) + 6080.4 \times 320]$$

$$= 7.362 \text{ E}+6 \text{ N.}$$

$$\text{Kontrol : } P_{n \text{ ijin}} = \frac{1}{P_{nb}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}} \geq P_{n \text{ ada}} .$$

$$P_{n \text{ ada}} = P_u / \phi = 4.790 \text{ E}+6 / 0.65 = 7.370 \text{ E}+6 \text{ N.}$$

$$P_{nb} = \left(\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}} \right)^{-1}$$

$$= \left(\frac{1}{2.564 \text{ E}+7} + \frac{1}{2.446 \text{ E}+8} - \frac{1}{7.362 \text{ E}+6} \right)^{-1}$$

$$= 1.078 \text{ E}+7 \text{ N} > P_{n \text{ ada}} = 7.370 \text{ E}+6 \text{ N} \dots\dots\dots \text{ Ok !}$$

Hasil perhitungan kolom yang lainnya disajikan dalam bentuk tabel dan dapat dilihat pada Lampiran C. Diagram interaksi dapat dilihat pada lampiran C.

Dalam menghitung penulangan kolom pada Tugas Akhir ini, penulis hanya mengambil nilai max kolom pada tiap as, dengan anggapan jika penampang kolom pada tingkat dan as kolom tersebut cukup menampung tulangan tentunya penampang yang sama pada as tersebut akan cukup menampung tulangan dengan gaya-gaya dalam yang lebih kecil.

E. Penulangan geser dan torsi kolom

- $f_c' = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 320 \text{ MPa}$.
- $N_u = 4.790 \text{ E}+6 \text{ N}$, $V_u = 1.339 \text{ E}+5 \text{ N}$ $T_u = 1.400 \text{ E}+6 \text{ N-mm}$
- $b = h = 500 \text{ mm}$.
- decking = 40 mm.
- Sengkang = $\Phi 12$, $A_v \text{ ada} = 226.286 \text{ mm}^2$.
- Tulangan utama = D.25
- $d = 500 - 40 - 12 - 12,5 = 435.50 \text{ mm}$.

☐ Sumbangan kekuatan geser beton :

- ♦ Dalam daerah sejarak (d) dari muka tumpuan (SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 10 sub butir 1) :

$$- \phi V_c = 0,5 \cdot 2 \cdot \phi \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,5 * 2 * 0,6 * \left(1 + \frac{4.790 \text{ E}+6}{14 \times 500^2} \right) \times \frac{1}{6} \sqrt{35} * 500 * 435,5$$

$$= 3.051 \text{ E}+5 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 3.051 \text{ E}+5 \text{ N} > V_u = 1.339 \text{ E}+5 \text{ N}$$

Jadi pasang tulangan minimum :

- ♦ Di luar daerah sejarak (d) dari muka tumpuan (daerah lapangan) (SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 10 sub butir 1) :

$$\phi V_c = 2 * 3.051 \text{ E}+5 \text{ N} = 6.103 \text{ E}+5 \text{ N} > V_u = 1.339 \text{ E}+5 \text{ N}$$

Jadi pasang tulangan minimum

- ♦ Spasi tulangan geser (SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 3 sub butir 3 (b)) :

Spasi maksimum :

$$\text{a. } s = (x_1 + y_1) / 4 ; \quad * x_1 = y_1 = 500 - 2 * 40 - 12 = 408 \text{ mm.}$$

$$s = (408 + 408) / 4 = 204 \text{ mm.}$$

$$\text{b. } s = 10 \times D. \text{ tul. utama} = 10 \times 25 = 250 \text{ mm.}$$

$$\text{c. } s = 24 \times \Phi \text{ sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm.}$$

$$\text{d. } s = d / 4 = 435,5 / 4 = 109 \text{ mm (Menentukan !)}$$

$$\text{e. } s < 300 \text{ mm.}$$

Dipasang tulangan geser $\Phi 12$ - 100 mm (untuk daerah sepanjang kolom).

- ☐ Sumbangan kekuatan torsi beton :

$$\diamond \text{ Batas torsi} = \phi \cdot \sqrt{f_{c'}} / 20 \cdot \Sigma x^2 \cdot y$$

dimana:

$$\Sigma x^2 y = 500^3 = 125 \text{ E}+6 \text{ mm}^3.$$



$$\begin{aligned}\text{Batas torsi} &= 0,6 * \sqrt{35} / 20 * 125\text{E}+6 \\ &= 2\,219\text{E}+7 \text{ N-mm} > 1.400\text{E}+6 \text{ N-mm} \dots \text{ (Torsi diabaikan)}\end{aligned}$$

$$\text{Gunakan } A_{l_{\min}} = 4 * A_{s_{\text{senggang}}} = 4 * 113,143 = 4.526 \text{ cm}^2$$

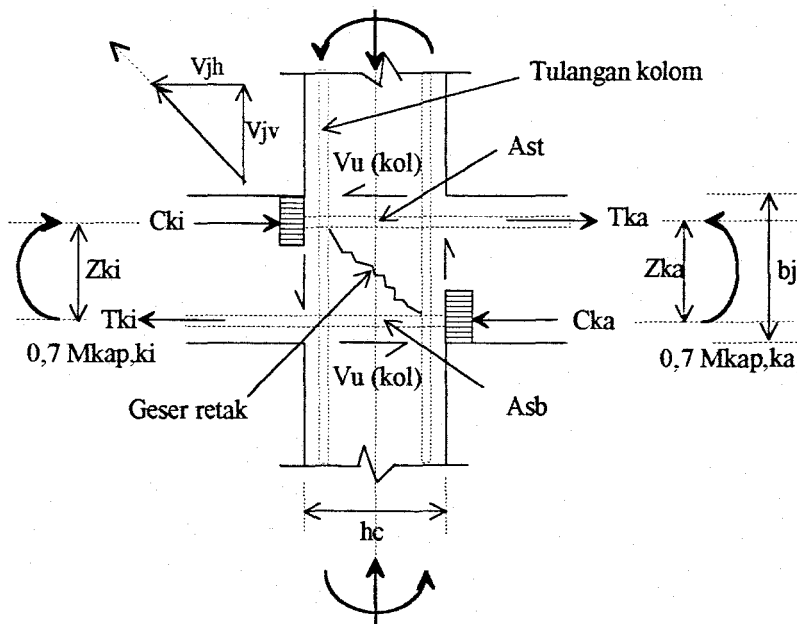
Hasil perhitungan penulangan untuk kolom yang lainnya disajikan dalam bentuk tabel dan dapat dilihat pada Lampiran C.



8.2. PERENCANAAN PERTEMUAN BALOK - KOLOM

Perencanaan pertemuan balok dan kolom merupakan daerah dimana terjadi interaksi tegangan yang sangat tinggi, karena adanya momen berbalik arah pada balok - balok di sisinya akibat beban gempa yang cukup besar.

SK SNI T-15-1991-03, ayat 3.14.6 menyebutkan bahwa momen lentur dan gaya geser kolom serta geser horisontal V_{jh} dan geser vertikal V_{jv} yang melewati inti join harus dievaluasi dengan analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya - gaya yang membentuk keseimbangan pada titik pertemuan (join) yang ditinjau.



GAMBAR 8.1. GESER PADA SUATU PERTEMUAN BALOK - KOLOM

Faktor yang kritis dalam perencanaan pertemuan balok dan kolom adalah pemindahan gaya-gaya yang bekerja pada suatu elemen struktur kepada elemen struktur lainnya melalui suatu pertemuan. Bila tidak direncanakan dengan tepat justru di daerah pertemuan ini akan terjadi retak diagonal akibat geser horisontal yang bekerja.



Untuk perencanaan rangka beton bertulang penahan gaya gempa, SK SNI T-15-1991-03, ayat 3.14.2 butir 1 sub butir 3 memberikan batasan bahwa struktur yang direncanakan dengan tingkat daktilitas 2 harus direncanakan proporsinya menurut ketentuan ayat 3.14.9 dan memenuhi pasal 3.1 hingga 3.11.

Tetapi SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.14.9 tidak menyajikan ketentuan khusus mengenai hubungan balok - kolom dalam bentuk perhitungan teknis, melainkan berupa batasan-batasan jumlah dan jarak dari sengkang dan tulangan memanjang yang digunakan pada elemen balok dan kolom. Sehingga untuk perencanaan tulangan geser pada pertemuan balok - kolom direncanakan hanya menggunakan sengkang minimum.

Adapun daerah pertemuan balok - kolom yang diberi penulangan geser minimum dihitung sesuai dengan ketentuan SK SNI T-15-1991-03, ayat 3.14.6 sebagai berikut :

Lebar efektif join (b_j) harus diambil sebagai berikut :

- a. Apabila lebar penampang kolom lebih lebar dari penampang balok maka b_j harus diambil sebagai nilai terkecil antara lebar kolom dan lebar balok ditambah setengah tinggi total penampang kolom.

$$b_c > b_b \quad \dots \quad b_j = b_c$$

$$b_j = b_b + 0,5.h_c, \text{ ambil terkecil.}$$

- b. Apabila lebar penampang kolom lebih kecil dari lebar balok maka b_j harus diambil sebagai nilai terkecil antara lebar balok dan lebar kolom ditambah setengah tinggi total penampang kolom.



$$b_c < b_b \quad \dots \quad b_j = b_b$$

$$b_j = b_c + 0,5 h_c, \text{ ambil terkecil.}$$

Dengan contoh perhitungan kolom yang sama seperti di atas, maka daerah pertemuan balok kolom dapat dihitung sebagai berikut :

$$b_c = 500 \text{ mm.}$$

$$b_b = 500 \text{ mm.}$$

$$b_c = b_b \quad \dots \quad b_j = 500 \text{ mm.} \quad \dots \quad (\text{menentukan ... !})$$

$$b_j = 500 + 0,5 \times 500 = 750 \text{ mm.}$$

Sehingga daerah yang perlu penulangan geser minimum pada pertemuan balok - kolom ini adalah :

- Lebar join (b_j) = 500 mm
- Tinggi join (h_c) = 500 mm

Adapun sengkang yang dipasang adalah $\Phi 12 - 10$

Untuk penulangan geser pada pertemuan balok - kolom yang lainnya digunakan sengkang dan spasi yang sama yaitu $\Phi 12 - 10$.



8.3. PERENCANAAN DINDING GESER

8.3.1. Data-data Perencanaan

Perencanaan dinding geser didasarkan pada SK SNI T-15-1991-03, Ayat 3.4.10, Ayat 3.7.5. Sebagai contoh perhitungan adalah dinding geser 4.

Data - data bahan :

Mutu baja : U_{32} , $f_y = 320 \text{ MPa}$.

Mutu beton : K 350, $f_c' = 35 \text{ MPa}$.

Lebar dinding (l_w) = 6400 mm

Tinggi total dinding (h_w) = 31500 mm

Tebal dinding (h) = 500 mm

$d = 0.8 l_w = 0.8 \times 6400 = 5120 \text{ mm}$

Beban-beban maksimum dari analisa struktur :

$P_u = 9081.20 \text{ kN}$.

$V_u = 2694.10 \text{ kN}$.

$M_u = 6842.78 \text{ kN-m}$.

8.3.2. Perencanaan Berdasarkan Kekuatan

1. Kuat geser penampang horisontal (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10 butir 3) :

$$V_n = 5/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d$$

$$= 5/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 500 \cdot 5120 = 12620.970 \text{ kN}$$

$$= 12620.970 \text{ kN} > V_u / 0.6 = 2694.10 / 0.6 = 4490.17 \text{ kN} \dots\dots \text{Ok!}$$



(kemampuan dinding memikul gaya geser lebih besar dari beban geser yang diterimanya).

2. Kuat beban aksial rancang (SK SNI T 15-1991-03, Ayat 3.7.5 butir 2) :

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f_c' A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, pers 3.7.1})$$

dimana : $\phi = 0,7$

$$k = 0,8$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0,55 * 0,7 * 35 * (500 * 6400) * \left[1 - \left(\frac{0,8 * 6400}{32 * 500} \right)^2 \right] \\ &= 38704.51 \text{ kN} \\ &= 38704.51 \text{ kN} > P_u = 9081.20 \text{ kN.} \end{aligned}$$

3. Tebal minimum (SK SNI T-15-1991-03, Ayat 3.14.9 butir 7 sub butir 2 (b)) :

SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 7 sub butir 2 (b), mensyaratkan bahwa untuk tebal dinding ≥ 200 mm, maka di setiap arah harus dipasang 2 lapis tulangan.

Adapun tujuannya adalah :

- ♦ Melindungi kerusakan beton akibat adanya beban tertukar, terutama pada keadaan inelastik.
- ♦ Mengendalikan lebar retak yang akan timbul pada dinding karena penyebaran tulangan lebih merata sepanjang dan setinggi dinding tersebut.

8.3.3. Penulangan Geser Horisontal

Sesuai SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.10 butir 6, kuat geser yang disediakan beton dapat dihitung sebagai nilai terkecil dari :



$$\begin{aligned}
 V_c &= \left[\frac{h d \sqrt{f_c'}}{4} + \frac{N_u d}{4 l_w} \right] \dots\dots\dots (SK SNI '91, pers 3.4.32) \\
 &= \left[\frac{500 \times 5120 \times \sqrt{35}}{4} + \frac{9081.2E+3 \times 5120}{4 \times 6400} \right] \\
 &= 5602.53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

dan

$$V_c = \left[\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + 2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) / 10 \right] h d \dots (SK SNI '91, pers 3.4.33)$$

Bila harga $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ negatif maka persamaan kedua tidak berlaku.

Untuk dinding geser ini :

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{6842.78E+6}{2694.10E+3} - \frac{6400}{2} = -660.087 \text{ mm} < 0, \text{ maka :}$$

persamaan kedua tidak berlaku

Jadi V_c yang dipakai adalah = 5602.53 kN

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 5602.53 \text{ kN} = 3.362E+3 \text{ kN} > V_u = 2694.10 \text{ kN}.$$

Karena $\phi \cdot V_c > V_u$, maka penulangan geser horisontal adalah minimum.

Sesuai ketentuan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.5 butir 2, maka digunakan rasio tulangan horisontal minimum (ρ_{min}) = 0,0025 (terhadap penampang vertikal dinding geser)

$$A_{vh_{min}} = 0,0025 \cdot h_w \cdot h = 0,0025 \cdot 31500 \cdot 500 = 39375 \text{ mm}^2.$$

Dicoba tulangan **D.16**, A_v ada = 198.60 mm²

$$n_{tul} = \frac{39375}{198.60} = 198.26 \simeq 200 \text{ buah}$$



$$S_2 = \frac{31500}{200} = 157.5 \text{ mm} \simeq 150 \text{ mm}$$

Sesuai ketentuan SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 7 sub butir 3 (g) :

- Dalam daerah ujung ($S_{2 \text{ maks}}$) $\leq 200 \text{ mm}$
- Di luar daerah ujung ($S_{2 \text{ maks}}$) $\leq \frac{l_w}{5} = \frac{6400}{5} = 1280 \text{ mm}$.
 $\leq 3 h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$.
 $\leq 450 \text{ mm}$

Dipasang tulangan geser horisontal :

- **D.16 - 150** dalam daerah ujung (l_o)
- **D.16 - 150** di luar daerah ujung

Adapun panjang daerah ujung yang dimaksud di atas adalah seperti yang ditentukan dalam SK SNI '91, ayat 3.14.5 butir 9 dan diambil yang terbesar dari :

- Lebar dinding geser (l_w) = 6400 cm
- $h_w / 6 = 31500 / 6 = 5250 \text{ cm}$
- $\geq 2.l_w = 2 * 6400 = 12800 \text{ cm}$ (Menentukan !)

Panjang daerah ujung dihitung dari dasar dinding geser.

8.3.4. Penulangan Geser Vertikal

Menurut SK SNI T-15-1991-03, ayat 3.14.5 butir 2, rasio minimum tulangan geser vertikal adalah ditentukan yang terbesar dari :

- ♦ $\rho_{\min} = 0,0025$ (Menentukan !)
- ♦ $\rho_{\min} = 0,7 / f_y = 0,7 / 320 = 0,0021875$



$$A_{vv_{\min}} = \rho_n l_w h = 0,0025 * 6400 * 500 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$n_{tul} = \frac{8000}{198.60} = 40.282 \simeq 42 \text{ buah}$$

$$S_1 = \frac{6400}{42} = 152.38 \text{ mm} \simeq 150 \text{ mm}$$

Sesuai ketentuan SK SNI '91, ayat 3.14.9 butir 7 sub butir 3 (f) :

- $S_{1 \text{ maks}} \leq 200 \text{ mm}$, dalam daerah ujung (l_o)
- $S_{1 \text{ maks}} \leq 300 \text{ mm}$, di luar daerah ujung
- **D.16 - 150** dalam daerah ujung (l_o)
- **D.16 - 150** di luar daerah ujung

Untuk selanjutnya tabel perhitungan penulangan dinding geser yang lainnya, dapat dilihat pada Lampiran C.



TABEL 8.1. PERHITUNGAN PENULANGAN LENTUR DAN AKSIAL KOLOM

$f_c' = 35 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$

D. tul. utama = 25 mm
 Senggang = $\phi 12$

Decking (d) = 40 mm

As. Kolom	Letak Kolom	Arah	Dimensi (cm)	M_u (N-mm)	Keterangan	P_u (N)	K_x, K_y (MPa)	K_x, K_y (Ksi)	γ	ρ perlu	As perlu (cm^2)	Pakai tulangan	As ada (cm^2)
A	I	Sumbu X	50	9.692E+07	-	1.938E+06	1.8554	0.2691	0.7	0.0100	29.53	8 D.25	40.54
		Sumbu Y	50	2.319E+08		1.938E+06	7.7537	1.1246					
A	II	Sumbu X	50	1.520E+08	-	2.904E+06	1.9911	0.2888	0.7	0.0100	29.53	8 D.25	40.54
		Sumbu Y	50	2.489E+08		2.904E+06	11.6159	1.6847					
A	III	Sumbu X	50	2.395E+08	-	4.790E+06	1.9913	0.2888	0.7	0.0150	42.03	12 D.25	60.8
		Sumbu Y	50	2.489E+08		4.790E+06	19.1609	2.7790					
A	IV	Sumbu X	50	2.185E+08	-	4.369E+06	1.9914	0.2888	0.7	0.0100	29.53	8 D.25	40.54
		Sumbu Y	50	2.489E+08		4.369E+06	17.4777	2.5349					
A	V	Sumbu X	50	1.357E+08	-	2.715E+06	1.9916	0.2889	0.7	0.0100	29.53	8 D.25	40.54
		Sumbu Y	50	2.490E+08		2.715E+06	10.8591	1.5750					
A	VI	Sumbu X	50	9.568E+07	-	1.914E+06	1.9917	0.2889	0.7	0.0100	29.53	8 D.25	40.54
		Sumbu Y	50	2.490E+08		1.914E+06	7.6547	1.1102					

TABEL 8.2. PERHITUNGAN PENULANGAN GESER DAN TORSI KOLOM

fc' = 35 MPa

Diameter sengkang = ϕ 12

x₁ = b - 2.dc - ϕ begel

fy = 320 MPa

Av ada = 226.286 mm² (dua kaki)

y₁ = h - 2.dc - ϕ begel Decking (dc) = 40 mm

As. Kolom	Letak Kolom	Daerah	Dimensi arah x, y (mm)	x ₁ (mm)	y ₁ (mm)	d (mm)	Nu (N)	Vu (N)	Tu (N-mm)	ϕ .Vc (N)	ϕ .Tc (N-mm)	ϕ .Vs (N)	ϕ .Ts (N-mm)	Av/s mm ² /mm	At/s mm ² /mm	Avt/s mm ² /mm	s _{perlu} (mm)	s _{max} (mm)	s _{pasang} (mm)	Al (cm ²)
A	I	Tump. Lap.	500	408	408	436	1.938E+06	1.035E+05	1.400E+06	2.002E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	1.938E+06	1.035E+05	1.400E+06	4.003E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
A	II	Tump. Lap.	500	408	408	436	2.904E+06	1.339E+05	1.400E+06	2.357E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	2.904E+06	1.339E+05	1.400E+06	4.714E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
A	III	Tump. Lap.	500	408	408	436	4.790E+06	1.339E+05	1.400E+06	3.051E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	4.790E+06	1.339E+05	1.400E+06	6.103E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
A	IV	Tump. Lap.	500	408	408	436	4.369E+06	1.339E+05	1.400E+06	2.896E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	4.369E+06	1.339E+05	1.400E+06	5.793E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
A	V	Tump. Lap.	500	408	408	436	2.715E+06	1.339E+05	1.400E+06	2.287E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	2.715E+06	1.339E+05	1.400E+06	4.575E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
A	VI	Tump. Lap.	500	408	408	436	1.914E+06	1.339E+05	1.400E+06	1.993E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526
			500	408	408	436	1.914E+06	1.339E+05	1.400E+06	3.985E+05	2.219E+07	0.000E+00	0.000E+00	0.000	0.000	0.000	0.000	109	100	4.526

TABEL 8.3. CEK BIAKSIAL BENDING MOMEN KOLOM

$f_c' = 35 \text{ MPa}$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$

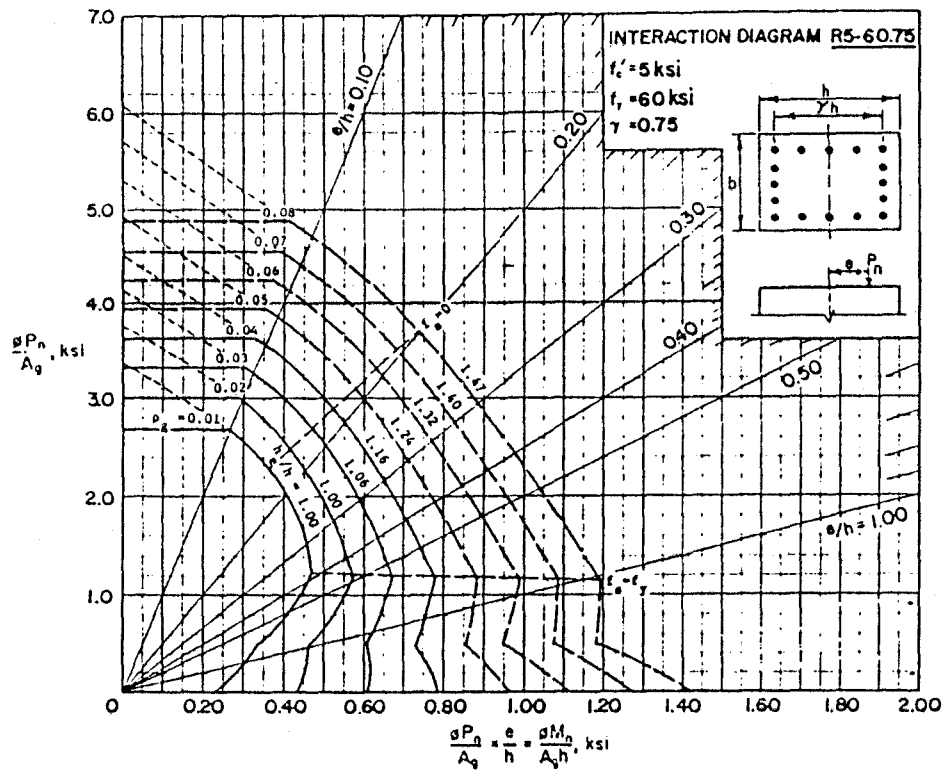
D. tul. utama = 25 mm
 Sengkang = $\phi 12$

Decking (d) = 40 mm

As. Kolom	Letak Kolom	Arah	Dimensi (cm)	Mn (N-mm)	Pn ada (N)	e/h	ρ ada	Kx, Ky (Ksi)	Kx, Ky (MPa)	Pnx, Pny (N)	Pno (N)	Pnb (N)	Kontrol (Pnb) terhadap (Pn)
A	I	Sumbu X Sumbu Y	50 50	1.491E+08 3.568E+08	2.982E+06 2.982E+06	0.1000 0.2393	0.0162	0.2750 1.9500	1.8961 13.4448	2.170E+07 1.538E+08	6.891E+06	1.081E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !
A	II	Sumbu X Sumbu Y	50 50	2.339E+08 3.829E+08	4.468E+06 4.468E+06	0.1047 0.1714	0.0162	0.2750 2.1000	1.8961 14.4790	2.170E+07 1.657E+08	6.891E+06	1.075E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !
A	III	Sumbu X Sumbu Y	50 50	3.685E+08 3.829E+08	7.370E+06 7.370E+06	0.1000 0.1039	0.0243	0.3250 3.1000	2.2408 21.3738	2.564E+07 2.446E+08	7.362E+06	1.078E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !
A	IV	Sumbu X Sumbu Y	50 50	3.361E+08 3.830E+08	6.722E+06 6.722E+06	0.1000 0.1139	0.0162	0.2750 2.8000	1.8961 19.3053	2.170E+07 2.209E+08	6.891E+06	1.058E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !
A	V	Sumbu X Sumbu Y	50 50	2.088E+08 3.830E+08	4.177E+06 4.177E+06	0.1000 0.1834	0.0162	0.2750 2.1000	1.8961 14.4790	2.170E+07 1.657E+08	6.891E+06	1.075E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !
A	VI	Sumbu X Sumbu Y	50 50	1.472E+08 3.830E+08	2.944E+06 2.944E+06	0.1000 0.2602	0.0162	0.2750 1.9000	1.8961 13.1000	2.170E+07 1.499E+08	6.891E+06	1.083E+07	Pnb > Pn ada ... Ok !

COLUMNS 7.5.3—Load-moment strength interaction diagram for R5-60.75 columns

References: ACI 318-83, Sections 9.3.2.2, 10.2, and 10.3; ACI Publication SP-7, pp. 152-182



TABEL 8.2.A. KONTROL KEKUATAN DINDING GESER			
$f'_c = 35 \text{ MPa}$ $f_y = 320 \text{ MPa}$	D. tulangan utama = D.16	$\phi = 0,7$ $k = 0,8$	$\rho_{h \text{ min}} = 0,0025$ $\rho_{v \text{ min}} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	L _w (lebar) (mm)	h _w (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu ϕ terhadap Vn beton	ϕ P _{aw} (kN)	Cek ϕ P _{aw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
1	Dalam	500	4800	31500	5955.4	3982.48	1605.93	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
	Luar	500	4800	31500	5955.4	3982.48	1605.93	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
3	Dalam	500	4800	31500	5941.0	3947.08	1406.94	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
	Luar	500	4800	31500	5941.0	3947.08	1406.94	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
4	Dalam	500	6400	31500	9081.2	6842.78	2694.10	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
	Luar	500	6400	31500	9081.2	6842.78	2694.10	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
6	Dalam	500	700	28000	776.0	341.43	169.35	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	776.0	341.43	169.35	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
8	Dalam	500	1400	28000	1547.7	376.73	154.69	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	1400	28000	1547.7	376.73	154.69	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
10	Dalam	500	700	28000	830.6	299.01	94.25	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	830.6	299.01	94.25	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
13	Dalam	500	700	28000	828.6	300.68	152.46	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	828.6	300.68	152.46	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
15	Dalam	500	1400	28000	1542.3	396.50	165.67	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	1400	28000	1542.3	396.50	165.67	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
17	Dalam	500	700	28000	772.9	328.98	105.52	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	772.9	328.98	105.52	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
18	Dalam	500	6400	31500	9055.3	5362.85	1375.84	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
	Luar	500	6400	31500	9055.3	5362.85	1375.84	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13

TABEL 8.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

D. tulangan utama = D.16

$\phi = 0,7$

$k = 0,8$

$P_{u \text{ max}} = 0,0025$

$P_v \text{ max} = 0,0025$

Bay	Letak pada dserah ujung	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	$\phi \text{ Vc}_1$ (kN)	$\phi \text{ Vc}_2$ (kN)	$\phi \text{ Vc pakai}$ (kN)	Cek $\phi \text{ Vc}$ terhadap Vu	Avh _{mm} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{1 max} (mm)	Tulangan Horizontal	Avv _{mm} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{1 max} (mm)	Tulangan Vertikal
1	Dalam	5955.39	3982.48	1605.93	2418.478	75668.500	2418.478	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	6000	159	200	D.16 -150
	Luar	5955.39	3982.48	1605.93	2418.478	75668.500	2418.478	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	6000	159	300	D.16 -150
3	Dalam	5940.95	3947.08	1406.94	2416.745	15161.716	2416.745	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	6000	159	200	D.16 -150
	Luar	5940.95	3947.08	1406.94	2416.745	15161.716	2416.745	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	6000	159	300	D.16 -150
4	Dalam	9081.21	6842.78	2694.10	3361.520	-16808.886	3361.520	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	8000	159	200	D.16 -150
	Luar	9081.21	6842.78	2694.10	3361.520	-16808.886	3361.520	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	8000	159	300	D.16 -150
6	Dalam	776.03	341.43	169.35	341.599	122.751	122.751	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	776.03	341.43	169.35	341.599	122.751	122.751	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
8	Dalam	1547.69	376.73	154.69	682.674	379.628	379.628	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	1750	159	200	D.16 -150
	Luar	1547.69	376.73	154.69	682.674	379.628	379.628	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	280	D.16 -150	1750	159	300	D.16 -150
10	Dalam	830.64	299.01	94.25	348.152	94.121	94.121	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	830.64	299.01	94.25	348.152	94.121	94.121	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
13	Dalam	828.65	300.68	152.46	347.913	126.911	126.911	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	828.65	300.68	152.46	347.913	126.911	126.911	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
15	Dalam	1542.31	396.50	165.67	682.028	386.161	386.161	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	1750	159	200	D.16 -150
	Luar	1542.31	396.50	165.67	682.028	386.161	386.161	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	280	D.16 -150	1750	159	300	D.16 -150
17	Dalam	772.94	328.98	105.52	341.228	93.598	93.598	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	772.94	328.98	105.52	341.228	93.598	93.598	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
18	Dalam	9055.29	5362.85	1375.84	3358.409	16760.056	3358.409	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	8000	159	200	D.16 -150
	Luar	9055.29	5362.85	1375.84	3358.409	16760.056	3358.409	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	8000	159	300	D.16 -150

TABEL 8.2.A KONTROL KEKUATAN DINDING GESER

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ D. tulangan utama = D.16 $\phi = 0,7$ $\rho_h \text{ min} = 0,0025$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ $k = 0,8$ $\rho_v \text{ min} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	L _w (lebar) (mm)	h _w (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu/ ϕ terhadap Vn beton	ϕP_{nw} (kN)	Cek ϕP_{nw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
19	Dalam	500	750	24000	864.0	148.67	39.64	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	4
	Luar	500	750	24000	864.0	148.67	39.64	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	4
21	Dalam	500	750	24000	716.9	139.56	65.09	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	4
	Luar	500	750	24000	716.9	139.56	65.09	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	4
22	Dalam	500	750	28000	726.3	119.92	45.21	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	726.3	119.92	45.21	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
24	Dalam	500	750	28000	874.2	140.02	65.32	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	874.2	140.02	65.32	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
25	Dalam	500	6400	31500	7813.8	7158.17	2808.69	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
	Luar	500	6400	31500	7813.8	7158.17	2808.69	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
27	Dalam	500	700	28000	680.8	380.40	189.03	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	680.8	380.40	189.03	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
29	Dalam	500	1400	28000	1361.4	384.84	159.47	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	1400	28000	1361.4	384.84	159.47	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
31	Dalam	500	700	28000	736.9	325.93	98.53	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	736.9	325.93	98.53	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
34	Dalam	500	700	28000	738.8	313.60	159.14	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	738.8	313.60	159.14	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
36	Dalam	500	1400	28000	1369.8	398.06	167.01	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	1400	28000	1369.8	398.06	167.01	2760.837	< Vn beton ... Ok !	9386.28	> Pu ... Ok !	5

TABEL 8.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

fc' = 35 MPa

D. tulangan utama = D.16

φ = 0,7

ρ_{h, min} = 0,0025

fy = 320 MPa

k = 0,8

ρ_{v, min} = 0,0025

Bay	Letak pada daerah ujung	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	φ Vc ₁ (kN)	φ Vc ₂ (kN)	φ Vc pakai (kN)	Cek φ Vc terhadap Vu	Avh _{mm} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{z, max} (mm)	Tulangan Horizontal	Avv _{mm} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{t, max} (mm)	Tulangan Vertikal
19	Dalam	864.00	148.67	39.64	369.904	95.337	95.337	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	864.00	148.67	39.64	369.904	95.337	95.337	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150
21	Dalam	716.93	139.56	65.09	352.255	127.562	127.562	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	716.93	139.56	65.09	352.255	127.562	127.562	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150
22	Dalam	726.25	119.92	45.21	353.374	111.274	111.274	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	726.25	119.92	45.21	353.374	111.274	111.274	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150
24	Dalam	874.15	140.02	65.32	371.122	133.988	133.988	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	874.15	140.02	65.32	371.122	133.988	133.988	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150
25	Dalam	7813.78	7158.17	2808.69	3209.428	-15843.153	3209.428	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	8000	159	200	D.16 -150
	Luar	7813.78	7158.17	2808.69	3209.428	-15843.153	3209.428	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	8000	159	300	D.16 -150
27	Dalam	680.81	380.40	189.03	330.173	119.067	119.067	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	680.81	380.40	189.03	330.173	119.067	119.067	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
29	Dalam	1361.35	384.84	159.47	660.313	368.622	368.622	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	1750	159	200	D.16 -150
	Luar	1361.35	384.84	159.47	660.313	368.622	368.622	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	280	D.16 -150	1750	159	300	D.16 -150
31	Dalam	736.90	325.93	98.53	336.903	89.959	89.959	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	736.90	325.93	98.53	336.903	89.959	89.959	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
34	Dalam	738.79	313.60	159.14	337.131	123.260	123.260	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	738.79	313.60	159.14	337.131	123.260	123.260	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
36	Dalam	1369.79	398.06	167.01	661.326	374.054	374.054	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	200	D.16 -150	1750	159	200	D.16 -150
	Luar	1369.79	398.06	167.01	661.326	374.054	374.054	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	35000	159	280	D.16 -150	1750	159	300	D.16 -150

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ D. tulangan utama = D.16 $\phi = 0,7$ $\rho_{h \text{ min}} = 0,0025$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ $k = 0,8$ $\rho_{v \text{ min}} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	L _w (lebar) (mm)	h _w (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu/φ terhadap Vn beton	φ P _{aw} (kN)	Cek φ P _{aw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
38	Dalam	500	700	28000	687.5	365.38	124.61	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	700	28000	687.5	365.38	124.61	1380.419	< Vn beton ... Ok !	4710.47	> Pu ... Ok !	5
39	Dalam	500	6400	31500	7884.0	5233.63	1387.51	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
	Luar	500	6400	31500	7884.0	5233.63	1387.51	12620.970	< Vn beton ... Ok !	38704.51	> Pu ... Ok !	13
40	Dalam	500	4800	31500	5444.7	4074.87	1575.80	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
	Luar	500	4800	31500	5444.7	4074.87	1575.80	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
42	Dalam	500	4800	31500	5469.3	4090.13	1366.15	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
	Luar	500	4800	31500	5469.3	4090.13	1366.15	9465.728	< Vn beton ... Ok !	30477.22	> Pu ... Ok !	10
43	Dalam	500	750	31500	1185.8	1134.47	567.20	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	31500	1185.8	1134.47	567.20	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
45	Dalam	500	3000	31500	3891.0	3662.03	1090.21	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	31500	3891.0	3662.03	1090.21	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
46	Dalam	500	2600	31500	3106.6	3335.04	1513.31	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	31500	3106.6	3335.04	1513.31	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
49	Dalam	500	3000	24000	2894.0	3019.97	1095.84	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	24000	2894.0	3019.97	1095.84	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
50	Dalam	500	2600	31500	2773.3	2657.41	1157.33	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	31500	2773.3	2657.41	1157.33	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
51	Dalam	500	750	3500	349.9	450.88	236.91	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
	Luar	500	750	3500	349.9	450.88	236.91	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2

TABEL 8.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ MPa}$

D. tulangan utama = D.16

$\phi = 0,7$

$k = 0,8$

$\rho_{h \text{ min}} = 0,0025$

$\rho_{v \text{ min}} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	$\phi \text{ Vc}_1$ (kN)	$\phi \text{ Vc}_2$ (kN)	$\phi \text{ Vc pakai}$ (kN)	Cek $\phi \text{ Vc}$ terhadap Vu	Avh _{min} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{2 max} (mm)	Tulangan Horizontal	Avv _{min} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{1 max} (mm)	Tulangan Vertikal
38	Dalam	687.50	365.38	124.61	330.975	94.530	94.530	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	200	D.16 -150	875	159	200	D.16 -150
	Luar	687.50	365.38	124.61	330.975	94.530	94.530	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	159	140	D.16 -150	875	159	300	D.16 -150
39	Dalam	7884.01	5233.63	1387.51	3217.856	19091.512	3217.856	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	8000	159	200	D.16 -150
	Luar	7884.01	5233.63	1387.51	3217.856	19091.512	3217.856	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	8000	159	300	D.16 -150
40	Dalam	5444.73	4074.87	1575.80	2357.199	31433.363	2357.199	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	6000	159	200	D.16 -150
	Luar	5444.73	4074.87	1575.80	2357.199	31433.363	2357.199	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	6000	159	300	D.16 -150
42	Dalam	5469.30	4090.13	1366.15	2360.147	10092.429	2360.147	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	6000	159	200	D.16 -150
	Luar	5469.30	4090.13	1366.15	2360.147	10092.429	2360.147	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	6000	159	300	D.16 -150
43	Dalam	1185.78	1134.47	567.20	408.517	154.925	154.925	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	39375	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	1185.78	1134.47	567.20	408.517	154.925	154.925	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	39375	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150
45	Dalam	3890.96	3662.03	1090.21	1531.810	1503.163	1503.163	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	3750	159	200	D.16 -150
	Luar	3890.96	3662.03	1090.21	1531.810	1503.163	1503.163	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	3750	159	300	D.16 -150
46	Dalam	3106.61	3335.04	1513.31	1295.702	2104.503	1295.702	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	39375	159	200	D.16 -150	3250	159	200	D.16 -150
	Luar	3106.61	3335.04	1513.31	1295.702	2104.503	1295.702	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	39375	159	450	D.16 -150	3250	159	300	D.16 -150
49	Dalam	2894.03	3019.97	1095.84	1412.178	1894.195	1412.178	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	200	D.16 -150	3750	159	200	D.16 -150
	Luar	2894.03	3019.97	1095.84	1412.178	1894.195	1412.178	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	30000	159	450	D.16 -150	3750	159	300	D.16 -150
50	Dalam	2773.26	2657.41	1157.33	1255.700	1842.987	1255.700	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	200	D.16 -150	3250	159	200	D.16 -150
	Luar	2773.26	2657.41	1157.33	1255.700	1842.987	1255.700	> Vu ... Tul. geser horizontal min !	39375	159	450	D.16 -150	3250	159	300	D.16 -150
51	Dalam	349.87	450.88	236.91	308.208	121.993	121.993	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	4375	159	200	D.16 -150	938	159	200	D.16 -150
	Luar	349.87	450.88	236.91	308.208	121.993	121.993	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	4375	159	150	D.16 -150	938	159	300	D.16 -150

TABEL 8.2.A KONTROL KEKUATAN DINDING GESER

fc' = 35 MPa

fy = 320 MPa

D. tulangan utama = D.16

ϕ = 0,7

k = 0,8

ρh min = 0,0025

ρv min = 0,0025

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	Lw (lebar) (mm)	hw (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu/ϕ terhadap Vn beton	ϕ P _{sw} (kN)	Cek ϕ P _{sw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
53	Dalam	500	2600	28000	3131.9	1729.47	529.51	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	28000	3131.9	1729.47	529.51	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
56	Dalam	500	750	3500	347.3	461.43	242.36	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
	Luar	500	750	3500	347.3	461.43	242.36	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
57	Dalam	500	2600	28000	2834.3	1652.57	472.30	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	28000	2834.3	1652.57	472.30	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
58	Dalam	500	750	3500	349.3	452.76	238.04	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
	Luar	500	750	3500	349.3	452.76	238.04	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
60	Dalam	500	2600	28000	3124.7	1698.11	571.77	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	28000	3124.7	1698.11	571.77	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
63	Dalam	500	750	3500	349.3	464.09	243.99	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
	Luar	500	750	3500	349.3	464.09	243.99	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	2
64	Dalam	500	2600	28000	2840.7	1613.96	484.05	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	28000	2840.7	1613.96	484.05	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
65	Dalam	500	2600	31500	3096.6	2808.24	1285.64	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	31500	3096.6	2808.24	1285.64	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
68	Dalam	500	3000	28000	2925.5	2527.48	910.80	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	28000	2925.5	2527.48	910.80	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
69	Dalam	500	2600	31500	2796.0	2146.94	932.07	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	2600	31500	2796.0	2146.94	932.07	5127.269	< Vn beton ... Ok !	17221.45	> Pu ... Ok !	5

TABEL 2.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

$f'_c = 35 \text{ MPa}$ $D. \text{ tulangan utama} = D.16$ $\phi = 0.7$ $\rho_{h \text{ min}} = 0.0025$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ $k = 0.8$ $\rho_{v \text{ min}} = 0.0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	P_u (kN)	M_u (kN-m)	V_u (kN)	ϕV_{c1} (kN)	ϕV_{c2} (kN)	$\phi V_c \text{ pakai}$ (kN)	Cek ϕV_c terhadap V_u	$Av_h \text{ min}$ (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	$S_1 \text{ max}$ (mm)	Tulangan Horizontal	$Av_v \text{ min}$ (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	$S_1 \text{ max}$ (mm)	Tulangan Vertikal
53	Dalam Luar	3131.89	1729.47	529.51	1298.735	1070.336	1070.336	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		3131.89	1729.47	529.51	1298.735	1070.336	1070.336	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150
56	Dalam Luar	347.33	461.43	242.36	307.903	121.840	121.840	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
		347.33	461.43	242.36	307.903	121.840	121.840	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
57	Dalam Luar	2834.34	1652.57	472.30	1263.029	942.785	942.785	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		2834.34	1652.57	472.30	1263.029	942.785	942.785	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150
58	Dalam Luar	349.35	452.76	238.04	308.146	122.019	122.019	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
		349.35	452.76	238.04	308.146	122.019	122.019	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
60	Dalam Luar	3124.74	1698.11	571.77	1297.877	1226.405	1226.405	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		3124.74	1698.11	571.77	1297.877	1226.405	1226.405	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150
63	Dalam Luar	349.28	464.09	243.99	308.137	122.014	122.014	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
		349.28	464.09	243.99	308.137	122.014	122.014	< $V_u \dots$ Perlu tul. geser horizontal !	4375	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
64	Dalam Luar	2840.71	1613.96	484.05	1263.794	1004.952	1004.952	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		2840.71	1613.96	484.05	1263.794	1004.952	1004.952	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150
65	Dalam Luar	3096.58	2808.24	1285.64	1294.498	2143.991	1294.498	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	39375	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		3096.58	2808.24	1285.64	1294.498	2143.991	1294.498	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	39375	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150
68	Dalam Luar	2925.54	2527.48	910.80	1415.959	1876.046	1415.959	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
		2925.54	2527.48	910.80	1415.959	1876.046	1415.959	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	35000	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
69	Dalam Luar	2796.04	2146.94	932.07	1258.433	1836.663	1258.433	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	39375	161	200	D.16 -150	3250	161	200	D.16 -150
		2796.04	2146.94	932.07	1258.433	1836.663	1258.433	> $V_u \dots$ Tul. geser horizontal min !	39375	161	450	D.16 -150	3250	161	300	D.16 -150

TABEL 8.2.A KONTROL KEKUATAN DINDING GESER

fc' = 35 MPa

D. tulangan utama = D.16

ϕ = 0,7

ph min = 0,0025

fy = 320 MPa

k = 0,8

pv min = 0,0025

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	L _w (lebar) (mm)	h _w (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu ϕ terhadap Vn beton	ϕ P _{sw} (kN)	Cek ϕ P _{sw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
70	Dalam	500	750	31500	1182.9	1005.12	502.37	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	31500	1182.9	1005.12	502.37	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
72	Dalam	500	3000	31500	3929.1	2942.67	867.05	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	31500	3929.1	2942.67	867.05	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
95	Dalam	500	3000	28000	7373.9	2549.88	1136.03	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	28000	7373.9	2549.88	1136.03	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
100	Dalam	500	3000	28000	7378.8	2560.73	1144.56	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	28000	7378.8	2560.73	1144.56	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
101	Dalam	500	3000	28000	7409.5	2551.62	1138.44	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	28000	7409.5	2551.62	1138.44	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
106	Dalam	500	3000	28000	7404.9	2553.22	1139.87	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
	Luar	500	3000	28000	7404.9	2553.22	1139.87	5916.080	< Vn beton ... Ok !	19757.72	> Pu ... Ok !	6
131	Dalam	500	750	28000	1619.3	603.03	276.24	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1619.3	603.03	276.24	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
133	Dalam	500	750	28000	1622.2	507.11	174.32	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1622.2	507.11	174.32	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
138	Dalam	500	750	28000	1956.6	729.37	371.06	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1956.6	729.37	371.06	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
140	Dalam	500	750	28000	1959.6	762.59	348.60	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1959.6	762.59	348.60	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5

TABEL 8.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

$f_c' = 35 \text{ MPa}$ D. tulangan utama = D.16 $\phi = 0,7$ $\rho_{h \text{ min}} = 0,0025$
 $f_y = 320 \text{ MPa}$ $k = 0,8$ $\rho_{v \text{ min}} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	ϕV_{C1} (kN)	ϕV_{C2} (kN)	ϕV_c pakai (kN)	Cek ϕV_c terhadap Vu	Avh min (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _t max (mm)	Tulangan Horizontal	AVV min (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _t max (mm)	Tulangan Vertikal
70	Dalam	1182.91	1005.12	502.37	408.173	154.758	408.173	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	39375	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 - 200
	Luar	1182.91	1005.12	502.37	408.173	154.758	408.173	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	39375	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 - 250
72	Dalam	3929.13	2942.67	867.05	1536.390	1485.210	1485.210	> Vu ... Tul. geser horizontal min	39375	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
	Luar	3929.13	2942.67	867.05	1536.390	1485.210	1536.390	> Vu ... Tul. geser horizontal min	39375	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
95	Dalam	7373.90	2549.88	1136.03	1949.762	4781.565	1949.762	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
	Luar	7373.90	2549.88	1136.03	1949.762	4781.565	1949.762	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
100	Dalam	7378.76	2560.73	1144.56	1950.346	4828.376	1950.346	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
	Luar	7378.76	2560.73	1144.56	1950.346	4828.376	1950.346	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
101	Dalam	7409.52	2551.62	1138.44	1954.037	4815.266	1954.037	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
	Luar	7409.52	2551.62	1138.44	1954.037	4815.266	1954.037	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
106	Dalam	7404.88	2553.22	1139.87	1953.480	4822.219	1953.480	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	200	D.16 -150	3750	161	200	D.16 -150
	Luar	7404.88	2553.22	1139.87	1953.480	4822.219	1953.480	> Vu ... Tul. geser horizontal min	35000	161	450	D.16 -150	3750	161	300	D.16 -150
131	Dalam	1619.27	603.03	276.24	460.536	161.904	161.904	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1619.27	603.03	276.24	460.536	161.904	161.904	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
133	Dalam	1622.19	507.11	174.32	460.886	130.852	130.852	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1622.19	507.11	174.32	460.886	130.852	130.852	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
138	Dalam	1956.61	729.37	371.06	501.017	192.021	192.021	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1956.61	729.37	371.06	501.017	192.021	192.021	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
140	Dalam	1959.58	762.59	348.60	501.373	175.148	175.148	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1959.58	762.59	348.60	501.373	175.148	175.148	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150

TABEL 8.2.A KONTROL KEKUATAN DINDING GESER			
$f_c' = 35 \text{ MPa}$	D. tulangan utama = D.16	$\phi = 0,7$	$\rho_h \text{ min} = 0,0025$
$f_y = 320 \text{ MPa}$		$k = 0,8$	$\rho_v \text{ min} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	h (tebal) (mm)	L _w (lebar) (mm)	h _w (tinggi) (mm)	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Vn beton (kN)	Cek Vu ϕ terhadap Vn beton	ϕ P _{sw} (kN)	Cek ϕ P _{sw} terhadap Pu	Panjang daerah ujung (m)
179	Dalam	500	750	28000	1952.7	730.86	359.35	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1952.7	730.86	359.35	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
181	Dalam	500	750	28000	1958.2	731.54	346.40	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1958.2	731.54	346.40	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
186	Dalam	500	750	28000	1620.2	540.11	248.72	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1620.2	540.11	248.72	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
188	Dalam	500	750	28000	1622.1	459.83	169.53	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5
	Luar	500	750	28000	1622.1	459.83	169.53	1479.020	< Vn beton ... Ok !	5046.02	> Pu ... Ok !	5

TABEL 8.2.B PERHITUNGAN TULANGAN GESER HORIZONTAL DAN VERTIKAL DINDING GESER

= 35 MPa D. tulangan utama = D.16 $\phi = 0,7$ $\rho_{h, \text{min}} = 0,0025$
 = 320 MPa $k = 0,8$ $\rho_{v, \text{min}} = 0,0025$

Bay	Letak pada daerah ujung	Pu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	ϕV_{c1} (kN)	ϕV_{c2} (kN)	ϕV_c pakai (kN)	Cek ϕV_c terhadap Vu	Avh _{min} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{1,max} (mm)	Tulangan Horizontal	Avv _{min} (mm ²)	Spasi tulangan (mm)	S _{1,max} (mm)	Tulangan Vertikal
179	Dalam	1952.72	730.86	359.35	500.550	186.148	186.148	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1952.72	730.86	359.35	500.550	186.148	186.148	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
181	Dalam	1958.24	731.54	346.40	501.212	180.404	180.404	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1958.24	731.54	346.40	501.212	180.404	180.404	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
186	Dalam	1620.17	540.11	248.72	460.644	162.634	162.634	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1620.17	540.11	248.72	460.644	162.634	162.634	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150
188	Dalam	1622.08	459.83	169.53	460.873	137.383	137.383	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	200	D.16 -150	938	161	200	D.16 -150
	Luar	1622.08	459.83	169.53	460.873	137.383	137.383	< Vu ... Perlu tul. geser horizontal !	35000	161	150	D.16 -150	938	161	300	D.16 -150

BAB SEMBILAN

PERENCANAAN PONDASI

Perencanaan pondasi yang akan dibahas dalam bab ini meliputi jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan *poer* (*pile cap*) dan *sloof* (*tie beam*).

9.1. DATA-DATA TANAH

Data tanah pada perencanaan pondasi ini mengambil data tanah proyek Tunjungan Crystal jalan Basuki Rakhmat Surabaya. Hal ini disebabkan penulis tidak mendapatkan data tanah proyek New Summitmas Building Jakarta. Adapun data yang tersedia adalah data sondir.

Dari hasil penyelidikan tanah dengan Dutch Cone Penetrometer ini, dapat diketahui perkiraan jenis tanah yang ada, jumlah hambatan pelekak dan harga conus (sondir), sehingga dapat diambil kesimpulan bahwa kondisi tanah dasar adalah



heterogen, dimana lapisan tanah keras terletak pada kedalaman 22 m. Oleh karena itu untuk mendapat daya dukung pondasi tiang pancang yang optimum, maka pemancangan tiang direncanakan sampai pada kedalaman 22 m.

Pondasi pada gedung ini direncanakan dengan pondasi tiang pancang produksi Wijaya Karya.

9.2. DAYA DUKUNG PONDASI TIANG

9.2.1. Daya Dukung Tiang Pancang Yang Berdiri Sendiri

Formula untuk menghitung daya dukung pondasi tiang memakai perumusan yang diperkenalkan oleh Schmertmann (1978) sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = \left(\frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \right) * A_p$$

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum \left(\frac{1}{8d} \right) f_s A_s + \sum f_s A_s \right]$$

dimana :

Q_p = daya dukung ujung tiang

Q_s = daya dukung selimut tiang

q_{c1} = harga conus rata-rata 0.7D-4D dibawah ujung tiang.

q_{c2} = harga conus rata-rata 8 D diatas ujung tiang

K_s = faktor koreksi f_s untuk tanah pasir

K_c = faktor koreksi f_s untuk tanah lempung

D = diameter pondasi tiang



f_s = lekatan tanah setempat yang didapatkan dari test sondir

A_s = luas selimut pondasi tiang untuk interval kedalaman penetrasi yang dipilih saat melakukan test sondir

L = panjang total pondasi tiang

□ **Daya dukung ijin tiang**

$$P_{ijin} - 1 \text{ tiang} = \frac{Q_u}{S F}$$

dimana: .

SF diambil antara 2.5 - 4

Contoh Perhitungan

Direncanakan memakai tiang pancang produksi WIKA dengan $\phi 50\text{cm}$ klasifikasi C dengan spesifikasi:

$$P_u \text{ 1 tiang} = 155.64 \text{ ton}$$

$$M_{crack} \text{ 1 tiang} = 17.0 \text{ ton-m}$$

$$M_u \text{ 1 tiang} = 34.0 \text{ ton-m}$$

Dari data test sondir didapat:

$$q_{c1} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = \frac{40 + 40 + 110 + 170}{4} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_p = \frac{230 + 90}{2} = 160 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga

$$\begin{aligned} Q_p &= 160 \times 0.25 \pi 50^2 = 314.159 \times 10^3 \text{ kg} \\ &= 314.159 \text{ ton} \end{aligned}$$



$$Q_s = 120.922 \text{ ton (lihat tabel 9.1 Lampiran C)}$$

$$Q_u = 314.159 + 120.922$$

$$= 435.081 \text{ ton}$$

sehingga daya dukung ijin tiang

$$P_{ijin} \text{ 1 tiang} = \frac{435.081}{3} = 145.027 \text{ ton} < P_u \text{ 1 tiang} = 155.64 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

9.2.2. Daya Dukung Satu Tiang Dalam Kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapat dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan suatu faktor efisiensi (Eff) yang dihitung dengan persamaan :

$$P_{ijin} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = P_{ijin} \text{ 1 tiang berdiri sendiri} \times \text{Eff}$$

Agar efisiensi tiang tidak kurang dari 1, maka menurut buku "*Foundation Analysis and Design*" oleh J.E Bowles, jarak minimum dari as ke as pondasi tiang pancang kelompok adalah :

$$S \geq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2 \cdot D}{m + n - 2}$$

Apabila diambil kurang dari jarak diatas, maka faktor efisiensi tiang kelompok harus dihitung dengan rumus :

$$\text{Eff} = 1 - \phi \frac{(n - 1) \cdot m + (m - 1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

sehingga :

$$P_{ijin} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = \text{Eff} \times P_{ijin} \text{ 1 tiang berdiri sendiri}$$



9.2.3. Beban Maksimum Tiang

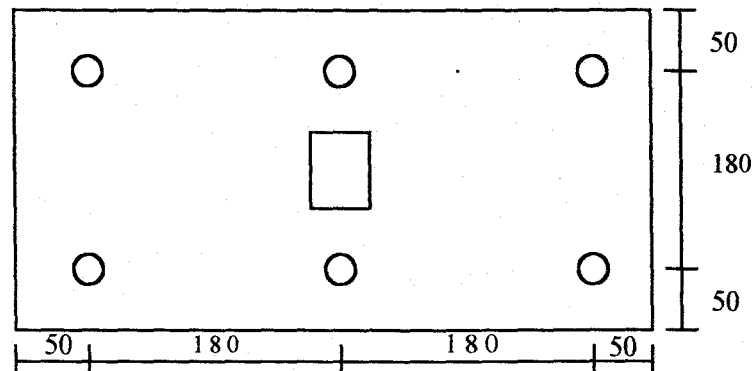
Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen-momen yang bekerja pada tiang.

Persamaan yang digunakan adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2} \leq P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang dalam kelompok}$$

□ Contoh perhitungan :

Perencanaan pondasi tiang pancang kolom III-A, dengan data-data sebagai berikut :



$$P = 479.022 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 5.937 \text{ t-m}; \quad M_{uy} = 24.891 \text{ t-m}$$

$$H_{ux} = 2.112 \text{ ton}; \quad H_{uy} = 13.388 \text{ ton}$$

Untuk memikul beban aksial dan momen, maka jumlah tiang direncanakan sebanyak 6 buah tiang yang masing-masing berdiameter 50 cm dengan *poer* (*pile cap*) berukuran $b \times l \times t = 460 \times 280 \times 100 \text{ cm}^3$ (BV beton = $2,4 \text{ t/m}^3$)



Syarat jarak dari as ke as pada pondasi tiang pancang agar efisiensi tiang tidak kurang dari 1 adalah :

$$S_{\min} \geq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2 \cdot D}{m + n - 2}$$

$$\geq \frac{1,57 \times 0,50 \times 3 \times 2 - 2 \times 0,50}{3 + 2 - 2} = 1.24 \text{ m}$$

$$S_{\text{ada}} = 180 \text{ cm} > S_{\min} \dots\dots\dots \text{Eff} = 0.8$$

$$P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = 0.8 \times 155.64 \text{ ton} = 124.512 \text{ ton}$$

Gaya normal rencana yang bekerja pada pondasi tiang pancang adalah :

$$\text{- Beban bangunan + beban gempa} = 479.022 \text{ ton}$$

$$\text{- Beban pile cap} = 4.6 \times 2.8 \times 1 \times 2,4 = \underline{30.912 \text{ ton}} +$$

$$P = 509.934 \text{ ton}$$

Beban P_{\max} 1 tiang pancang :

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$= \frac{509.934}{6} + \frac{5.937 \times 0.9}{6 \times 0.9^2} + \frac{24.891 \times 1.8}{4 \times 1.8^2}$$

$$= 89.55 \text{ ton} < P_u \text{ 1 tiang dalam kelompok} = 124.512 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{Ok.}$$

9.2.4. Pengaruh Gaya Lateral (Horisontal)

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang . Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.



Untuk mendapatkan momen akibat gaya horisontal ini, dapat digunakan rumus-rumus yang terdapat pada buku Pedoman Perencanaan untuk Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung tahun 1983 pada lampiran B.

PPUBSTBG'83 menyebutkan bahwa tiang pancang dapat dibedakan antara tiang pancang pendek dan panjang. Tiang pancang disebut panjang jika panjang tiang yang ada lebih besar dari 12 m atau lebih besar dari panjang penunjang, yaitu panjang yang diperlukan oleh tiang untuk menyalurkan momen luar M dan beban horisontal H akibat beban kerja dari atas tiang ke tanah sekelilingnya tanpa melampaui tegangan lateral yang diijinkan.

Panjang penunjang L dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$L = 1,68 \cdot \sqrt[3]{\frac{M_o}{R}} \quad \dots\dots\dots \text{(untuk tiang / sumuran bulat)}$$

Dimana : $R = 3500 \text{ kg/cm/m}$ (untuk tanah lanau)

atau dapat ditentukan dengan menggunakan grafik pada gambar B - 2 (khusus untuk tiang pendek) buku Pedoman Perencanaan Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.

Karena rencana pemancangan tiang sampai kedalaman 22 m ($> 12 \text{ m}$), maka tiang adalah tiang panjang sehingga metode perhitungannya mengikuti pasal B.4. buku PPUSBBSTBG '83.



□ Langkah - langkah perhitungan momen akibat gaya lateral

1. Pilih gaya lateral terbesar antara H_{ux} dan H_{uy} sebagai gaya lateral rencana.
2. Hitung suatu nilai K_y dengan rumus :

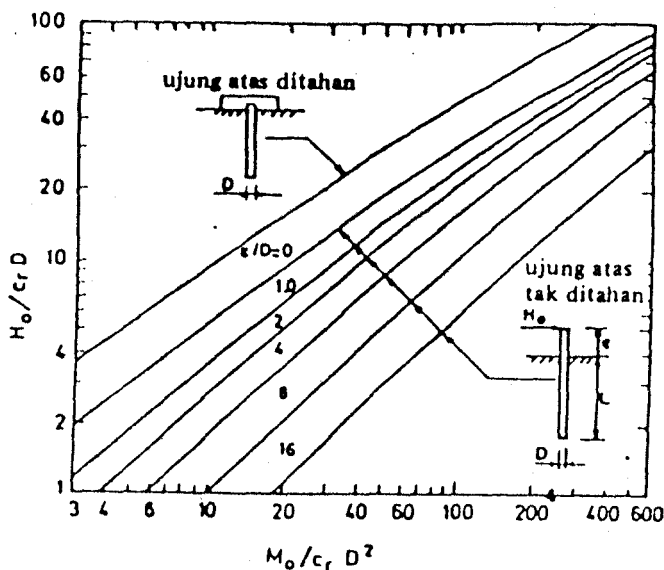
$$K_y = \frac{H_o}{C_r \cdot D}$$

Dimana : - $C_u = 0,12 \text{ kg/cm}^2$

$$- C_r = 0,5 C_u = 0,5 \cdot 1200 = 600 \text{ kg/m}^2$$

3. Dari grafik 9.1. untuk tiang yang tertahan pada ujung (nilai $e/D = 0$), dan harga K_y yang telah dihitung, diperoleh harga K_x
4. Hitung momen akibat gaya lateral per diameter tiang (M_o) dengan persamaan :

$$M_o = K_x \cdot C_r \cdot D^3 \leq M_{ijin} \text{ 1 tiang dalam kelompok}$$



GRAFIK 9.1.



□ Contoh perhitungan

Adapun contoh perhitungan untuk mendapatkan momen akibat gaya lateral pada tiang adalah pondasi pada kolom III-A dengan poer P.3

Beban -beban yang bekerja pada ujung kolom

$$- P = 479.022 \text{ ton}$$

$$- M_x = 5.937 \text{ t-m} ; \quad - M_y = 24.891 \text{ tm}$$

$$- H_x = 2.112 \text{ ton} ; \quad - H_y = 13.388 \text{ ton}$$

pilih gaya lateral yang terbesar !!

- ♦ Kekuatan tiang pancang WIKA diameter 50, klasifikasi C (brosur terlampir)

$$- P_{ijin} = 155.64 \text{ ton}$$

$$- M_{crack} = 17 \text{ t-m}$$

$$- M_{ult} = 34 \text{ t-m}$$

- ♦ Beban horisontal rencana pondasi tiap diameter tiang

$$H_o = \frac{H_{uy}}{D} = \frac{13.388 \text{E}+3}{6 \times 0,5}$$

$$= 4462.67 \text{ kg/m}$$

- ♦ Hitung harga K_y

$$K_y = \frac{H_o}{C_r \cdot D} = \frac{4462.67}{600 \times 0,5}$$

$$= 14.876$$

- ♦ Tentukan harga K_x

Dari grafik 9.1 untuk nilai $e/D = 0$ dan $K_y = 14.876$ diperoleh harga $K_x = 18$



- ♦ Jadi momen akibat gaya lateral

$$\begin{aligned}
 M_o &= K_x \cdot C_r \cdot D^3 \\
 &= 18 \times 600 \times 0,5^3 \\
 &= 1350 \text{ kg m} < 17000 \text{ kg m} \dots\dots\dots \text{Ok !}
 \end{aligned}$$

9.3. PERENCANAAN POER (*PILE CAP*)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

9.3.1. Perhitungan Geser Pons pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus dipenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer ini didasarkan pada ketentuan SK SNI '91, Ayat 3.4.11 butir 2 sub butir 1.

□ Contoh perhitungan Geser Pons

Sebagai contoh perhitungan geser pons pada poer diambil poer P.3.

- Beban Pu = 479.022 - 479.022/5 = 383.218 ton
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- D. tulangan utama = D.25 , f_y = 320 MPa
- Tebal poer (h) = 1 m , d_c = 7 cm
- Tinggi eff (d) = 1000 - 70 - 1,5 x 25 = 892,5 mm

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, pers. 3.4.36})$$

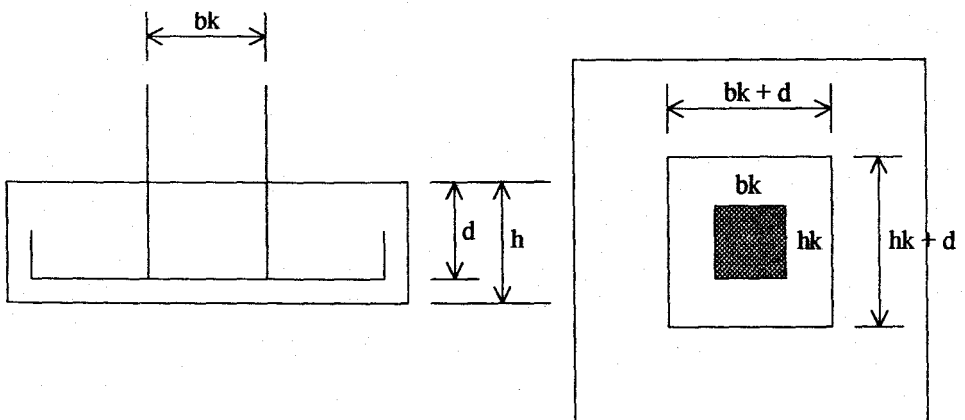


tetapi tidak boleh lebih dari :

$$\phi V_c = 1/3 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \text{ atau } \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \leq 2$$

dimana :

- $\phi = 0,6$
- $\left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) = 3 > 2$ pakai batas $\phi \cdot V_c$
- $\beta_c = \text{Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom}$
 $= 1 \text{ (kolom bujur sangkar)}$
- $b_o = \text{Keliling dari penampang kritis pada poer}$
 $= 2 (b_k + h_k + 2 \cdot d)$
 $= 2 (500 + 500 + 2 \times 892,5) = 5570 \text{ mm}$



GAMBAR 9.2. POER P.1

$$\begin{aligned}
 - \phi V_c &= 1/3 \cdot \sqrt{35} \cdot b_o \cdot d \\
 &= 1/3 \cdot \sqrt{35} \times 5570 \times 892,5 \\
 &= 9803.388E+3 \text{ N} = 980.34 \text{ ton} > P_u = 383.218 \text{ ton} \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

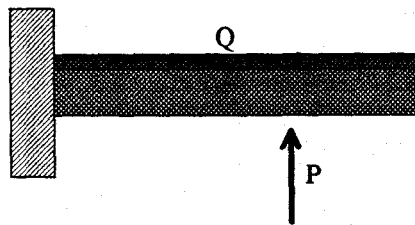
Pasang tulangan geser min yang diambil dari tulangan lentur.



9.3.2. Penulangan Lentur Poer

Untuk perhitungan penulangan lentur (lihat gambar 9.3), poer type 3 dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom.

Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. Perhitungan gaya dalam pada poer dihitung dengan teori mekanika teknik statis tertentu.



GAMBAR 9.3.

□ Contoh perhitungan penulangan lentur poer

Diambil poer P.3 dimana momen arah X

$$\begin{aligned} Q &= 4.6 \times 1 \times 2.4 \\ &= 11.04 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja arah -X:

$$\begin{aligned} M_{u-x} &= -3 \cdot P \cdot l + 1/2 \cdot Q \cdot l^2 \\ &= -3 \times 89.55 \times 0.9 + 1/2 \times 11.04 \times 1.4^2 \\ &= -230.966 \text{ t m} = -2.31 \text{ E}+9 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_{ux}}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{2.31 \text{ E}+9}{0.8 \times 2800 \times 892.5^2} = 1.295 \text{ MPa} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{320} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.295}{0,85 \times 35}} \right] \\
 &= 0.00414 < \rho_{\min} = 0,004375
 \end{aligned}$$

$$A_s = 0.004375 \times 280 \times 89.25 = 109.33 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 22 D.25 ($A_s = 111.474 \text{ cm}^2$)

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times 280 \times 89,25 = 49,98 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 10 D.25 ($A_s = 50.670 \text{ cm}^2$)

Dimana: **Momen arah- Y**

$$\begin{aligned}
 Q &= 2.8 \times 1 \times 2.4 \\
 &= 6.72 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja arah -Y:

$$\begin{aligned}
 M_y &= -2.P \cdot l + 1/2 \cdot Q \cdot l^2 \\
 &= -2 \times 89.55 \times 1.8 + 1/2 \times 6,72 \times 2,3^2 \\
 &= -304.606 \text{ t m} = -3.05 \text{ E+9 N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_y}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\
 &= \frac{3.05\text{E+9}}{0,8 \times 4600 \times 892,5^2} \\
 &= 1.04 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 35}{320} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,04}{0,85 \times 35}} \right] \\ &= 0,0033 < \rho_{\min} = 0,004375\end{aligned}$$

$$A_s = 0,004375 \times 460 \times 89,25 = 179,616 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 36 D.25 ($A_s = 182,412 \text{ cm}^2$)

$$A_{s_{\text{susut}}} = 0,002 \times 460 \times 89,25 = 82,11 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 18 D.25 ($A_s = 91,21 \text{ cm}^2$)

9.3.3. Kontrol Geser Pada Penampang Kritis

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokan tulangan utama D.25 ke atas.

□ Contoh untuk Poer P.3

- Tulangan geser = D.25 $A_v = 1964 \text{ mm}^2$ (4 kaki)
- P_{\max} 1 tiang = 89.55 ton
- Penampang kritis = $(B \text{ kolom} + d)/2 = (500 + 892,5)/2$
= 696.25 mm dari pusat kolom
- Decking (dc) = 7 cm ; $d'' = 7 + 2 \cdot D. \text{ tul utama}$
= 12 cm

$$\begin{aligned}\diamond \quad V_u &= 3 \cdot P_{\max} - Q \cdot l = 3 \times 89,55 - 11,04 \times 1,4 \\ &= 253,194 \text{ ton} = 2,532 \text{ E}+6 \text{ N}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 2800 \cdot 892,5 \\
 &= 1,478 \text{ E}+6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Spasi maksimum tulangan geser :

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \frac{\phi A_v \cdot f_y \cdot d}{(V_u - \phi V_c)} = \frac{0,6 \times 1964 \times 320 \times 892,5}{(2,532 \text{ E}+6 - 1,478 \text{ E}+6)} \\
 &= 161,57 \text{ mm} \simeq 16 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{ada}} &= \frac{B_{\text{poer}} - 2 \cdot d''}{n_{\text{tul.utama}} - 1} \\
 &= \frac{280 - 24}{22 - 1} \\
 &= 12,19 \text{ cm} < S_{\max} \dots\dots\dots \text{Ok !}
 \end{aligned}$$

9.4. PERENCANAAN SLOOF (TIE BEAM)

Sloof atau *tie beam* pada perencanaan gedung ini menerima beban akibat berat sendiri, berat dinding/partisi di atasnya dan gaya aksial tekan atau tarik (arah ke bawah).

Besarnya gaya aksial yang bekerja diambil sebesar 10% dari beban aksial kolom yang terjadi pada kondisi pembebanan gempa (Buku PPSBBSTBUG '83 - 6.9.2).

Penentuan dimensi *sloof* dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton (f_{ct}).

Dimensi *sloof* direncanakan berdasarkan gaya normal kolom terbesar (yaitu kolom As-III-A dengan $P_u = 479,022 \text{ ton}$). *Sloof* direncanakan berukuran 35 x 55 cm untuk semua *sloof*.



□ Cek terhadap tegangan tarik ijin beton (f_{ct}) :

$$f_{ct} = f_r = 0,7 \sqrt{f_{c'}} \dots\dots\dots (\text{SK SNI '91, ayat 3.2.5 butir 3, pers. 3.2-10})$$

$$= 0,7 \cdot \sqrt{35} = 4.141 \text{ MPa}$$

$$f_r \text{ yang terjadi} = \frac{N_u}{\phi b h} \leq f_{ct}$$

$$= \frac{0,1 \times 4.79\text{E}+6}{0,8 \times 350 \times 550}$$

$$= 3.11 \text{ MPa} \leq f_{ct} \dots\dots\dots \text{Ok !}$$

9.4.1. Penulangan Lentur *Sloof*

Penulangan lentur *sloof* didasarkan pada kedua kondisi pembebanan (dari atas dan dari bawah) sehingga penulangannya juga berdasarkan kedua kondisi di atas seperti pada penulangan balok terhadap momen berbalik arah.

Perhitungan penulangan lentur pada *sloof* adalah sama caranya dengan penulangan lentur pada balok sehingga tidak perlu dijelaskan lagi (langkah-langkah perhitungan penulangan lihat penulangan lentur balok pada pasal 7.1).

- Dimensi *sloof* = 35 x 55 cm

- Mutu beton = $f_{c'} = 35 \text{ MPa}$

- Mutu tulangan = U_{32} $f_y = 320 \text{ MPa}$

- *Decking* (d_c) = 70 mm (SK SNI '91, 3.16.7, 1(a))

- Tulangan utama = D.25

- Sengkang = $\phi 12$

- Tinggi efektif = $d = 55 - 7 - 1,2 - 0,5 \times 25,4 = 45,53 \text{ cm}$



□ **Beban yang diterima *sloof* :**

$$\text{- Berat sendiri } sloof = 0,35 \times 0,55 \times 2400 = 462 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat dinding} = 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat total} = 1462 \text{ kg/m}$$

□ **Momen yang terjadi**

$$Mut = 1.2 \times (1/12) \times 1462 \times 10.8^2 \cdot E+4 = 1.705E+8 \text{ N-mm}$$

$$Mul = 0.5 \times Mut = 8.526E+7 \text{ N-mm}$$

a. Penulangan pada Tumpuan

$$\text{- } Mu = 1.705 \text{ E}+8 \text{ N-mm}$$

$$\text{- } d = 550 - 70 - 12 - 0,5 \times 25.4 = 455.3 \text{ mm}$$

♦ **Tulangan Tumpuan**

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.705E+8}{0,8 \times 350 \times 455.3^2} = 2.938$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10.756$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{10.756} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.756 \times 2.938}{320}} \right) \\ &= 0.0097 < \rho_{max} = 0.037 \end{aligned}$$



$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0097 \times 35 \times 45,5 = 15,435 \text{ cm}^2$$

Tulangan ini nantinya ditambah dengan tulangan memanjang akibat torsi

Digunakan tulangan 4 D.25 ($A_s = 20,268 \text{ cm}^2$)

b. Penulangan pada Lapangan

Dipakai tulangan 4.D25 ($A_s = 20,268$)

9.4.2. Penulangan Geser dan Torsi Sloof

Penulangan geser-torsi untuk *sloof* dihitung dengan cara yang sama seperti pada penulangan geser-torsi balok (langkah perhitungannya dapat dilihat pada pasal 7.2).

Penulangan pada daerah Tumpuan

$$- V_u = 9,474 \text{ E}+4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \square - T_u &= \phi \cdot (\sqrt{f_c'} / 9) \sum x^2 \cdot y / 3 \quad \dots\dots\dots (\text{T}_u \text{ kompatibilitas}) \\ &= 0,6 \cdot (\sqrt{35} / 27) \cdot 550^2 \cdot 350 \\ &= 1,392 \text{ E}+7 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

dimana:

$$\begin{aligned} - \text{Batas Torsi} &= \phi \cdot (\sqrt{f_c'} / 20 \cdot \sum x^2 y) \\ &= 0,6 \cdot (\sqrt{35} / 20 \cdot 1,059 \text{ E}+8) \\ &= 1,879 \text{ E}+7 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

(Untuk T_u kompatibilitas, batas T_u tidak boleh dipakai sebagai patokan, T_u

kompatibilitas tetap dipakai walaupun nilainya $<$ Batas T_u)

\square Kuat Nominal torsi yang mampu dipikul beton

$$\phi \cdot T_c = \frac{\phi \cdot 1/15 \cdot \sqrt{f_c'} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right]^2}} \cdot \left[1 + 0,3 \cdot \frac{N_u}{A_g} \right]$$



dimana :

$$C_t = \frac{b_w \cdot d}{\sum x^2 y} = \frac{350 \times 455.3}{1.059E+8} = 0,00151 \text{ mm}$$

$$\phi T_c = \frac{0,6/15 \times \sqrt{35} \times 1.059E+8}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4 \times 9.474E+4}{0,00151 \times 1.392E+7} \right]^2}} = 1.212E+7$$

$$\phi T_s = T_u - \phi T_c = (1.392 - 1.212) E+7 = 1.797E+6 \text{ N-mm}$$

□ Hitung tulangan transversal (A_t)

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\phi \cdot T_s}{\phi \cdot \alpha_t \cdot x_1 \cdot y_1 \cdot f_y}$$

$$x_1 = 350 - 2 \cdot (70 + 6) = 198$$

$$y_1 = 550 - 2 \cdot (70 + 6) = 398$$

$$\alpha_t = 1/3 (2 + y_1/x_1)$$

$$= 1/3 \cdot (2 + 398/198) = 1.3367 < 1,5 \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1.797E+6}{0.6 \times 1.3367 \times 198 \times 398 \times 320} = 0.089 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

□ Kuat Nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\phi \cdot V_c = 1/2 \cdot \frac{\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{\sqrt{1 + \left[2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \left[1 + 0,3 \frac{N_u}{A_s} \right]$$

$$= 1/2 \cdot \frac{0,6/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 350 \cdot 455,3}{\sqrt{1 + \left[2,5 \cdot 0,00151 \frac{1.392E+7}{9.474E+4} \right]^2}} = 4.125E+4$$

□ Hitung tulangan geser (A_v)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi \cdot V_s}{\phi \cdot f_y \cdot d} = \frac{5.349E+4}{0,6 \cdot 320 \cdot 455.3} = 0.612 \text{ mm}^2/\text{mm}$$



- Hitung tulangan transversal total yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\frac{A_{vt}}{s} &= \frac{A_v}{s} + \frac{2 \cdot A_t}{s} \\ &= 0,612 + 2,0,089 \\ &= 0.790 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

Pakai sengkang Ø.12.....Avt ada = luas dua kaki = 2.26 cm²

Jarak sengkang

$$s = 226 / 0.790 = 200$$

Jarak maksimum sengkang

$$s_{\max} = \frac{(x1 + y1)}{4} = \frac{(198 + 398)}{4} = 149\text{mm}$$

Jadi pasang sengkang tertutup ϕ 12-14

- Hitung tulangan memanjang torsi

$$\begin{aligned}A_{l1} &= 2 \cdot \frac{A_t}{s} (x1 + y1) \\ &= 105.9274\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{l2} &= \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left| \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right| - 2 \cdot A_t \right] \left[\frac{x1 + y1}{s} \right] \\ &= 622.0215 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{l3} &= \left[\frac{2,8 \cdot x \cdot s}{f_y} \left| \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} \right| - \frac{b_w \cdot s}{3 f_y} \right] \left[\frac{x1 + y1}{s} \right] \\ &= 510.657 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jadi Alperlu = 5.107 cm²



Tulangan torsi longitudinal A_l disebarkan pada 4 bagian balok (sisi atas, 2 x sisi tengah, sisi bawah) sebesar $1/4 A_l = 1.277 \text{ cm}^2$, kemudian ditambahkan pada penulangan lentur balok seperti diatas.

Disain akhir balok sloof pada tumpuan

- ☐ Tulangan atas

$$A_s \text{ total} = A_{s\text{lentur}} + 1/4 A_l$$

$$= 15.435 + 1.277 = 16.711 \text{ cm}^2$$

Dipasang tulangan 4.D25 ($A_s = 20.268$)

- ☐ Tulangan Tengah

$$A_{s\text{perlu}} = 1/2 A_l = 2.1,277 = 2.554 \text{ cm}^2$$

Pasang tulangan 2.D25 ($A_s = 9.82 \text{ cm}^2$)

- ☐ Tulangan Bawah

$$A_{s\text{perlu}} = A_{s\text{lentur}} + 1/4 A_l$$

$$= 0,5.16.711 + 1.277$$

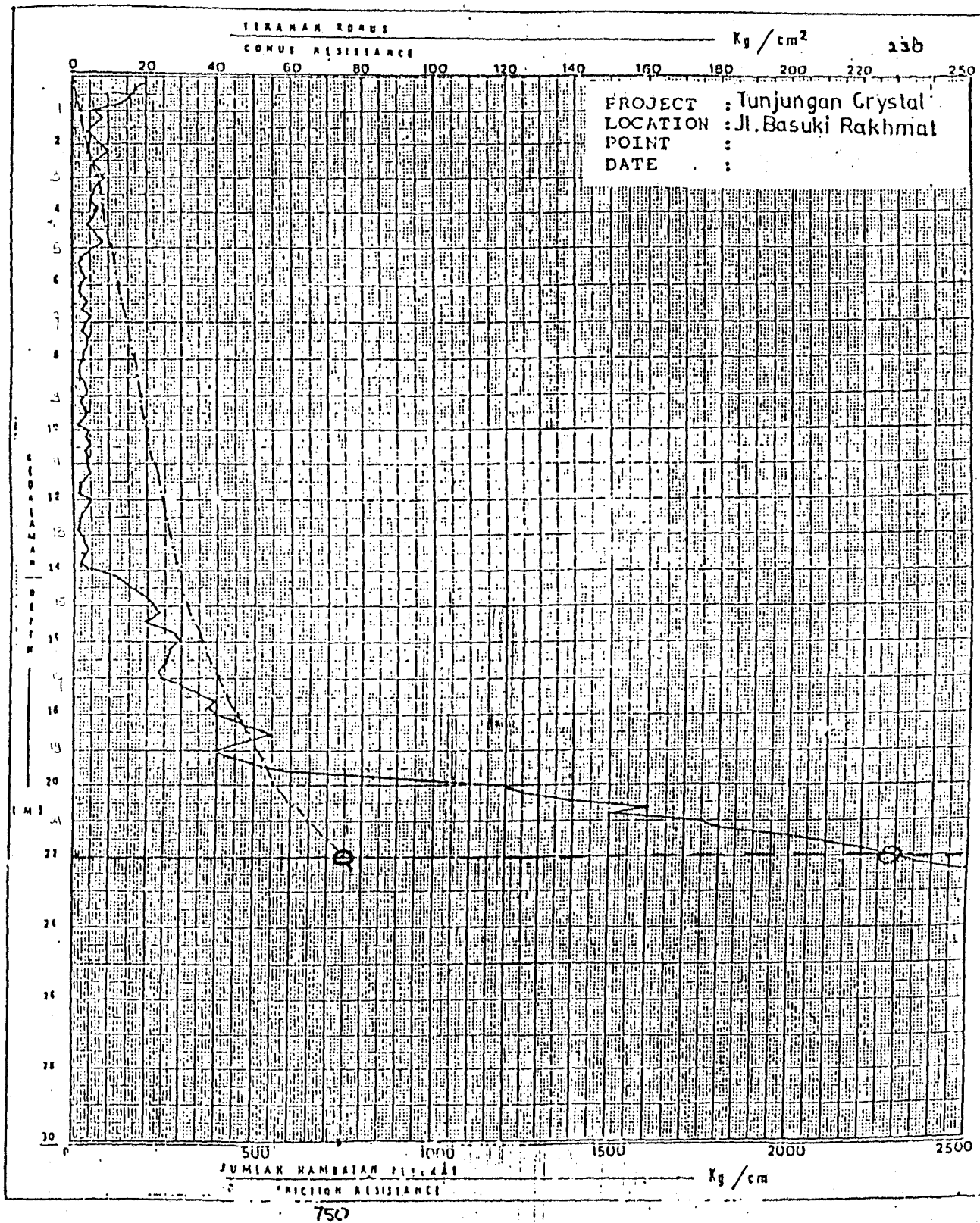
$$= 9.6325 \text{ cm}^2$$

Dipasang tulangan 2.D25 ($A_s = 9.82 \text{ cm}^2$)





DUTCH CONE
PENETROMETER TEST

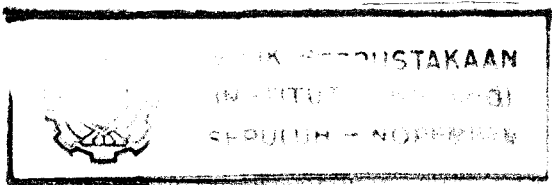


WIKI PILE CLASSIFICATION

No.	Pile Diameter (mm)	Pile Thick (mm)	Class	PC WIRE		Area of steel (Cm ²)	Area of Concrete (Cm ²)	Section Modulus (Cm ³)	Effective Prestress (Kg/Cm ²)	Allowable Axial (T)	Bending Moment	
				D (mm)	Numb						Crack (I.f.m)	Ult (I.f.m)
1	350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
			A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.20	6.30
			B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
			C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
2	400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
			A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
			B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
				7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
			C	9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
3	450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
			A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
			A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
				7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
			B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80
			C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
4	500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
			A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
				9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
			A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
			B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.08	15.00	27.00
			C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
5	600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
			A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
			A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
				7	32	12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
			B	9	24	15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
			C	9	32	20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.60	29.00	58.00

Notes

- 1 Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.
- 2 Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm² at 28 days.
- 3 Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.



PERHITUNGAN Qs UNTUK KEDALAMAN 0 s/d 8D

Kedalaman (m)	Kc	Z/8D	fs (t/m ²)	As (m ²)	Qs (ton)
0.0 - 1.0	1	0,25	2,5	1,5708	0,98175
1.0 - 2.0	0,95	0,5	2,5	1,5708	1,86532
2.0 - 3.0	0,85	0,75	2,5	1,5708	2,50345
3.0 - 4.0	0,8	1	2,5	1,5708	3,14159

8,49211

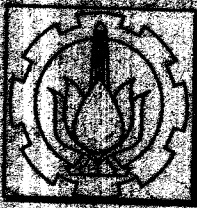
PERHITUNGAN Qs UNTUK KEDALAMAN 8D s/d L

Kedalaman (m)	Kc	fs (t/m ²)	As (m ²)	Qs (ton)
4.0 - 5.0	0,8	3	1,5708	3,76991
5.0 - 6.0	0,8	3	1,5708	3,76991
6.0 - 7.0	0,72	3,5	1,5708	3,9584
7.0 - 8.0	0,69	4	1,5708	4,33539
8.0 - 9.0	0,65	5	1,5708	5,10508
9.0 - 10.0	0,65	5,5	1,5708	5,61559
10.0 - 11.0	0,62	6	1,5708	5,84336
11.0 - 12.0	0,6	7	1,5708	6,59734
12.0 - 13.0	0,58	7,5	1,5708	6,83296
13.0 - 14.0	0,55	8	1,5708	6,9115
14.0 - 15.0	0,5	9	1,5708	7,06858
15.0 - 16.0	0,5	9	1,5708	7,06858
16.0 - 17.0	0,5	9,5	1,5708	7,46128
17.0 - 18.0	0,5	9,5	1,5708	7,46128
18.0 - 19.0	0,5	9,5	1,5708	7,46128
19.0 - 20.0	0,5	9,5	1,5708	7,46128
20.0 - 21.0	0,5	10	1,5708	7,85398
21.0 - 22.0	0,5	10	1,5708	7,85398

112,43

Tugas Akhir

(SP - 1703)



LAMPIRAN

1. PENTHOUSE

ELEMEN	1.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	48108	1	48107.52	5.8	279023.616
BALOK	2170	1	2169.6	11.6	25167.36
	8678	1	8678.4	9	78105.6
	8678	1	8678.4	2.6	22563.84
	2170	1	2169.6	0	0
	6848	2	13695.6	5.8	79434.48
WALL	10080	2	20160	11.6	233856
	1575	2	3150	11.23	35358.75
	5460	2	10920	10.3	112476
	5460	2	10920	1.3	14196
	1575	2	3150	0.375	1181.25
	10080	2	20160	0	0
TEMBOK	1400	1	1400	11.6	16240
	1400	1	1400	0	0
KERAMIK	3564	1	3563.52	5.8	20668.416
SPESI	9354	1	9354.24	5.8	54254.592
PLAFON	2673	1	2672.64	5.8	15501.312
DUCTING	7424	1	7424	5.8	43059.2
ASPAL	2079	1	2078.72	5.8	12056.576
B.HIDUP	4454	1	4454.4	5.8	25835.52
JUMLAH	184306.6				1068978.51
Y	5.8				
M	1241.29				

ELEMEN	1.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	48107.5	1	48107.52	6.4	307888.128
BALOK	8678.4	2	17356.8	6.4	111083.52
	6847.8	1	6847.8	8	54782.4
	6847.8	1	6847.8	4.8	32869.44
	2169.6	2	4339.2	6.4	27770.88
WALL	5460	2	10920	12.8	139776
	10080	2	20160	10.4	209664
	1575	2	3150	8	25200
	1575	2	3150	4.8	15120
	10080	2	20160	2.4	48384
	5460	2	10920	0	0
TEMBOK	1400	2	2800	6.4	17920
KERAMIK	3563.52	1	3563.52	6.4	22806.528
SPESI	9354.24	1	9354.24	6.4	59867.136
PLAFON	2672.64	1	2672.64	6.4	17104.896
DUCTING	7424	1	7424	6.4	47513.6
ASPAL	2078.72	1	2078.72	6.4	13303.808
B.HIDUP	4454.4	1	4454.4	6.4	28508.16
JUMLAH	184306.6				1179562.5
X	6.4				
M	1241.29				

ELEMEN	1.2.SEGMEN II (6.4 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	13271.04	1	13271.04	3.2	42467.328
BALOK	4339.2	1	4339.2	3.2	13885.44
	1796.7	1	1796.7	2.075	3728.1525
WALL	13440	1	13440	6.4	86016
	6300	1	6300	4.9	30870
	1575	1	1575	0.375	590.625
	13440	1	13440	0	0
TEMBOK	1159.375	1	1159.375	3.2	3710
KERAMIK	983.04	1	983.04	3.2	3145.728
SPESI	2580.48	1	2580.48	3.2	8257.536
PLAFON	737.28	1	737.28	3.2	2359.296
DUCTING	2048	1	2048	3.2	6553.6
ASPAL	573.44	1	573.44	3.2	1835.008
B.HIDUP	1228.8	1	1228.8	3.2	3932.16
JUMLAH			63472.355		207350.8735
Y	3.26679				
M	1549.618				

ELEMEN	1.2.SEGMEN II (6.4 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	13271	1	13271.04	3.2	42467.328
BALOK	4339.2	1	4339.2	6.4	27770.88
	1796.7	1	1796.7	0	0
WALL	13440	2	26880	3.2	86016
	7875	1	7875	0	0
TEMBOK	1159.38	1	1159.375	0	0
KERAMIK	983.04	1	983.04	3.2	3145.728
SPESI	2580.48	1	2580.48	3.2	8257.536
PLAFON	737.28	1	737.28	3.2	2359.296
DUCTING	2048	1	2048	3.2	6553.6
ASPAL	573.44	1	573.44	3.2	1835.008
B.HIDUP	1228.8	1	1228.8	3.2	3932.16
JUMLAH			63472.36		182337.536
X	2.87271				
M	1549.62				

2. ROOF

ELEMEN	2.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	53452.8	1	53452.8	5.8	310026.24
BALOK	2112	1	2112	11.6	24499.2
	4752	1	4752	9	42768
	4752	1	4752	2.6	12355.2
	4224	2	8448	5.8	48998.4
	2112	1	2112	0	0
WALL	21600	2	43200	11.6	501120
	11700	2	23400	10.3	241020
	6240	2	12480	10.3	128544
	13440	1	13440	9	120960
	13440	1	13440	2.6	34944
	11700	2	23400	1.3	30420
	6240	2	12480	1.3	16224
	21600	2	43200	0	0
TEMBOK	1400	1	1400	11.6	16240
	1400	1	1400	0	0
KERAMIK	3563.52	1	3563.52	5.8	20668.416
SPESI	9354.24	1	9354.24	5.8	54254.592
PLAFON	149.76	1	149.76	10.3	1542.528
	1474.56	1	1474.56	5.8	8552.448
	149.76	1	149.76	1.3	194.688
DUCTING	416	1	416	10.3	4284.8
	4096	1	4096	5.8	23756.8
	416	1	416	1.3	540.8
B.HIDUP	17817.6	1	17817.6	5.8	103342.08
JUMLAH			300906.24		1745256.192
Y	5.8				
M	2026.578				

ELEMEN	2.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	53452.8	1	53452.8	6.4	342097.92
BALOK	660	2	1320	11.6	15312
	660	2	1320	9.2	12144
	4224	1	4224	8	33792
	2112	4	8448	6.4	54067.2
	4224	1	4224	4.8	20275.2
	660	2	1320	3.6	4752
	660	2	1320	1.2	1584
WALL	11700	2	23400	12.8	299520
	21600	2	43200	10.4	449280
	1680	2	3360	12.45	41832
	3360	2	6720	10.4	69888
	1680	2	3360	8.35	28056
	6240	2	12480	8	99840
	6240	2	12480	4.8	59904
	21600	2	43200	2.4	103680
	1680	2	3360	4.45	14952
	3360	2	6720	2.4	16128
	1680	2	3360	0.35	1176
	11700	2	23400	0	0
TEMBOK	1400	2	2800	6.4	17920
KERAMIK	3563.52	1	3563.52	6.4	22806.528
SPESI	9354.24	1	9354.24	6.4	59867.136
PLAFON	1474.56	1	1474.56	6.4	9437.184
	149.76	2	299.52	6.4	1916.928
DUCTING	4096	1	4096	6.4	26214.4
	416	2	832	6.4	5324.8
B.HIDUP	17817.6	1	17817.6	6.4	114032.64
JUMLAH			300906.2		1925799.94
X	6.4				
M	2026.58				

ELEMEN	2.2.SEGMEN II (6.4 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	14745.6	1	14745.6	3.2	47185.92
BALOK	4224	1	4224	3.2	13516.8
	1749	1	1749	2.075	3629.175
WALL	28800	1	28800	6.4	184320
	13500	1	13500	4.9	66150
	3375	1	3375	0.375	1265.625
	28800	1	28800	0	0
TEMBOK	1159.38	1	1159.375	2.075	2405.70313
KERAMIK	983.04	1	983.04	3.2	3145.728
SPESI	2580.48	1	2580.48	3.2	8257.536
PLAFON	737.28	1	737.28	3.2	2359.296
DUCTING	2048	1	2048	3.2	6553.6
B.HIDUP	4915.2	1	4915.2	3.2	15728.64
JUMLAH			107617		354518.023
Y	3.29426				
M	2627.37				

ELEMEN	2.2.SEGMEN II (6.4 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	14745.6	1	14745.6	3.2	47185.92
BALOK	4224	1	4224	6.4	27033.6
	1749	1	1749	0	0
WALL	28800	2	57600	3.2	184320
	16875	1	16875	0	0
TEMBOK	1159.38	1	1159.375	0	0
KERAMIK	983.04	1	983.04	3.2	3145.728
SPESI	2580.48	1	2580.48	3.2	8257.536
PLAFON	737.28	1	737.28	3.2	2359.296
DUCTING	2048	1	2048	3.2	6553.6
B.HIDUP	4915.2	1	4915.2	3.2	15728.64
JUMLAH			107617		294584.32
X	2.73734				
M	2627.37				

ELEMEN	2.3.SEGMEN III (3.4 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	7833.6	1	7833.6	1.7	13317.12
BALOK	1749	1	1749	2.075	3629.175
	2244	1	2244	1.7	3814.8
	3234	1	3234	3.4	10995.6
WALL	21600	1	21600	6.4	138240
	7200	1	7200	4.9	35280
	13500	1	13500	4.9	66150
	3375	1	3375	0.375	1265.625
	1800	2	3600	3.4	12240
	28800	1	28800	0	0
TEMBOK	1159.38	1	1159.375	2.075	2405.70313
KERAMIK	522.24	1	522.24	1.7	887.808
SPESI	1370.88	1	1370.88	1.7	2330.496
PLAFON	391.68	1	391.68	1.7	665.856
DUCTING	1088	1	1088	1.7	1849.6
B.HIDUP	2611.2	1	2611.2	1.7	4439.04
JUMLAH	100279				297510.823
Y	2.96683				
M	4608.41				

ELEMEN	2.3.SEGMEN III (3.4 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	7833.6	1	7833.6	3.2	25067.52
BALOK	1749	1	1749	6.4	11193.6
	3234	1	3234	3.2	10348.8
	2244	1	2244	0	0
WALL	16875	1	16875	6.4	108000
	1800	1	1800	6.025	10845
	28800	2	57600	3.2	184320
	1800	1	1800	0.375	675
TEMBOK	1159.38	1	1159.375	6.4	7420
KERAMIK	522.24	1	522.24	3.2	1671.168
SPESI	1370.88	1	1370.88	3.2	4386.816
PLAFON	391.68	1	391.68	3.2	1253.376
DUCTING	1088	1	1088	3.2	3481.6
B.HIDUP	2611.2	1	2611.2	3.2	8355.84
JUMLAH	100279				377018.72
X	3.7597				
M	4608.41				

ELEMEN	2.3.SEGMEN V (8.2 X 12.8)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	34007	1	34007.04	4.1	139428.864
BALOK	5713.92	1	5713.92	5.4	30855.168
	8678.4	1	8678.4	0	0
	5559.6	4	22238.4	4.1	91177.44
KOLOM	1200	4	4800	0	0
SPESI	6612.48	1	6612.48	4.1	27111.168
PLAFON	1889.28	1	1889.28	4.1	7746.048
DUCTING	5248	1	5248	4.1	21516.8
ASPAL	1469.44	1	1469.44	4.1	6024.704
B.HIDUP	3148.8	1	3148.8	4.1	12910.08
JUMLAH			93805.76		336770.272
Y	3.59008				
M	893.729				

ELEMEN	2.3.SEGMEN V (8.2 X 12.8)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	34007	1	34007.04	6.4	217645.056
BALOK	5559.6	1	5559.6	12.8	71162.88
	5559.6	1	5559.6	8	44476.8
	5559.6	1	5559.6	4.8	26686.08
	5559.6	1	5559.6	0	0
	5713.92	1	5713.92	6.4	36569.088
	8678.4	1	8678.4	6.4	55541.76
KOLOM	1200	1	1200	12.8	15360
	1200	1	1200	8	9600
	1200	1	1200	4.8	5760
	1200	1	1200	0	0
SPESI	6612.48	1	6612.48	6.4	42319.872
PLAFON	1889.28	1	1889.28	6.4	12091.392
DUCTING	5248	1	5248	6.4	33587.2
ASPAL	1469.44	1	1469.44	6.4	9404.416
B.HIDUP	3148.8	1	3148.8	6.4	20152.32
JUMLAH			93805.76		600356.864
X	6.4				
M	893.729				

ELEMEN	2.4.SEGMEN VII (22.40 X 10.80)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	78382.1	1	78382.08	5.4	423263.232
BALOK	9999.36	1	9999.36	5.4	53996.544
	15187.2	1	15187.2	0	0
	7322.4	3	21967.2	5.4	118622.88
	7322.4	1	7322.4	5.4	39540.96
KOLOM	1200	3	3600	0	0
	1200	1	1200	0	0
SPESI	15241	1	15240.96	5.4	82301.184
PLAFON	4354.56	1	4354.56	5.4	23514.624
DUCTING	12096	1	12096	5.4	65318.4
ASPAL	3386.88	1	3386.88	5.4	18289.152
B.HIDUP	7257.6	1	7257.6	5.4	39191.04
JUMLAH			179994.2		864038.016
Y	4.80036				
M	744.024				

ELEMEN	2.4.SEGMEN VII (22.40 X 10.80)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	78382.1	1	78382.08	11.2	877879.296
BALOK	7322.4	1	7322.4	22.4	164021.76
	7322.4	1	7322.4	19.4	142054.56
	7322.4	1	7322.4	12.9	94458.96
	7322.4	1	7322.4	6.4	46863.36
	9999.36	1	9999.36	11.2	111992.832
	15187.2	1	15187.2	11.2	170096.64
KOLOM	1200	1	1200	22.4	26880
	1200	1	1200	19.4	23280
	1200	1	1200	12.9	15480
	1200	1	1200	6.4	7680
SPESI	15241	1	15240.96	11.2	170698.752
PLAFON	4354.56	1	4354.56	11.2	48771.072
DUCTING	12096	1	12096	11.2	135475.2
ASPAL	3386.88	1	3386.88	11.2	37933.056
B.HIDUP	7257.6	1	7257.6	11.2	81285.12
JUMLAH			179994.2		2154850.61
X	11.9718				
M	744.024				

ELEMEN	2.4.SEGMEN X (16 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	33177.6	1	33177.6	3.2	106168.32
BALOK	8814	1	8814	6.4	56409.6
	8814	1	8814	0	0
	4339.2	1	4339.2	3.2	13885.44
	3322.2	2	6644.4	3.2	21262.08
WALL	7200	1	7200	6.4	46080
	1800	2	3600	6.025	21690
	1800	2	3600	0.375	1350
	7200	1	7200	0	0
SPESI	6451.2	1	6451.2	3.2	20643.84
PLAFON	1843.2	1	1843.2	3.2	5898.24
DUCTING	5120	1	5120	3.2	16384
ASPAL	1433.6	1	1433.6	3.2	4587.52
B.HIDUP	3072	1	3072	3.2	9830.4
JUMLAH	101309.2				324189.44
Y	3.2				
M	989.348				

ELEMEN	2.4.SEGMEN X (16 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	33177.6	1	33177.6	8	265420.8
BALOK	3322.2	1	3322.2	16	53155.2
	3322.2	1	3322.2	13	43188.6
	4339.2	1	4339.2	6.5	28204.8
	8814	2	17628	6.5	114582
WALL	1800	2	3600	16	57600
	7200	2	14400	14.5	208800
	1800	2	3600	13	46800
SPESI	6451.2	1	6451.2	8	51609.6
PLAFON	1843.2	1	1843.2	8	14745.6
DUCTING	5120	1	5120	8	40960
ASPAL	1433.6	1	1433.6	8	11468.8
B.HIDUP	3072	1	3072	8	24576
JUMLAH	101309.2				961111.4
X	9.48691				
M	989.348				

3.LANTAI

ELEMEN	3.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	29491.2	1	29491.2	5.8	171048.96
	2995.2	1	2995.2	1.3	3893.76
	2995.2	1	2995.2	10.3	30850.56
BALOK	4752	1	4752	9	42768
	4224	2	8448	5.8	48998.4
	4752	1	4752	2.6	12355.2
WALL	23040	2	46080	11.6	534528
	12480	4	49920	10.3	514176
	26880	1	26880	9	241920
	26880	1	26880	2.6	69888
	12480	4	49920	1.3	64896
	23040	2	46080	0	0
KERAMIK	199.68	1	199.68	10.3	2056.704
	1966.08	1	1966.08	5.8	11403.264
	199.68	1	199.68	1.3	259.584
SPESI	524.16	1	524.16	10.3	5398.848
	5160.96	1	5160.96	5.8	29933.568
	524.16	1	524.16	1.3	681.408
PLAFON	149.76	1	149.76	10.3	1542.528
	1474.56	1	1474.56	5.8	8552.448
	149.76	1	149.76	1.3	194.688
DUCTING	416	1	416	10.3	4284.8
	4096	1	4096	5.8	23756.8
	416	1	416	1.3	540.8
B.HIDUP	624	1	624	10.3	6427.2
	6144	1	6144	5.8	35635.2
	624	1	624	1.3	811.2
JUMLAH			321862.4		1866801.92
Y	5.8				
M	2167.716				

ELEMEN	3.1.SEGMEN I (12.8 X 11.6)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	2995.2	2	5990.4	6.4	38338.56
	29491.2	1	29491.2	6.4	188743.68
BALOK	660	2	1320	11.6	15312
	660	2	1320	9.2	12144
	4224	1	4224	8	33792
	2112	2	4224	6.4	27033.6
	4224	1	4224	4.8	20275.2
	660	2	1320	3.6	4752
	660	2	1320	1.2	1584
WALL	12480	2	24960	12.8	319488
	23040	2	46080	10.4	479232
	3360	2	6720	12.45	83664
	6720	2	13440	10.4	139776
	3360	2	6720	8.35	56112
	12480	2	24960	8	199680
	12480	2	24960	4.8	119808
	23040	2	46080	2.4	110592
	12480	2	24960	0	0
	3360	2	6720	4.45	29904
	6720	2	13440	2.4	32256
	3360	2	6720	0.35	2352
KERAMIK	199.68	2	399.36	6.4	2555.904
	1966.08	1	1966.08	6.4	12582.912
SPESI	524.16	2	1048.32	6.4	6709.248
	5160.96	1	5160.96	6.4	33030.144
PLAFON	149.76	2	299.52	6.4	1916.928
	1474.56	1	1474.56	6.4	9437.184
DUCTING	416	2	832	6.4	5324.8
	4096	1	4096	6.4	26214.4
B.HIDUP	624	2	1248	6.4	7987.2
	6144	1	6144	6.4	39321.6
JUMLAH			321862.4		2059919.36
X	6.4				
M	2167.716				

ELEMEN	3.3.SEGMEN III (3.4 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	7833.6	1	7833.6	1.7	13317.12
BALOK	1749	1	1749	2.075	3629.175
	2244	1	2244	1.7	3814.8
	3234	1	3234	3.4	10995.6
WALL	30720	1	30720	6.4	196608
	14400	1	14400	4.9	70560
	14400	1	14400	4.9	70560
	3600	1	3600	0.375	1350
	3600	2	7200	3.4	24480
	30720	1	30720	0	0
KERAMIK	522.24	1	522.24	1.7	887.808
SPESI	1370.88	1	1370.88	1.7	2330.496
PLAFON	391.68	1	391.68	1.7	665.856
DUCTING	1088	1	1088	1.7	1849.6
B.HIDUP	1632	1	1632	1.7	2774.4
JUMLAH			121105.4		403822.855
Y	3.33447				
M	5565.51				

ELEMEN	3.3.SEGMEN III (3.4 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	7833.6	1	7833.6	3.2	25067.52
BALOK	1749	1	1749	6.4	11193.6
	3234	1	3234	3.2	10348.8
	2244	1	2244	0	0
WALL	18000	1	18000	6.4	115200
	3600	1	3600	6.025	21690
	30720	2	61440	3.2	11520
	3600	1	3600	0.375	195.84
	14400	1	14400	0	0
KERAMIK	522.24	1	522.24	3.2	1671.168
SPESI	1370.88	1	1370.88	3.2	4386.816
PLAFON	391.68	1	391.68	3.2	1253.376
DUCTING	1088	1	1088	3.2	3481.6
B.HIDUP	1632	1	1632	3.2	5222.4
JUMLAH			121105.4		211231.12
X	1.74419				
M	5565.51				

ELEMEN	3.3.SEGMEN V (8.2 X 12.8)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	37785.6	1	37785.6	4.1	154920.96
BALOK	5529.6	1	5529.6	5.4	29859.84
	8448	1	8448	0	0
	5412	4	21648	4.1	88756.8
KOLOM	2400	4	9600	0	0
SPESI	6612.48	1	6612.48	4.1	27111.168
PLAFON	1889.28	1	1889.28	4.1	7746.048
DUCTING	5248	1	5248	4.1	21516.8
B.HIDUP	7872	1	7872	4.1	32275.2
JUMLAH			104633		362186.816
Y	3.4615				
M	996.884				

ELEMEN	3.3.SEGMEN V (8.2 X 12.8)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	37785.6	1	37785.6	6.4	241827.84
BALOK	5412	1	5412	12.8	69273.6
	5412	1	5412	8	43296
	5412	1	5412	4.8	25977.6
	5412	1	5412	0	0
	5529.6	1	5529.6	6.4	35389.44
	8448	1	8448	6.4	54067.2
KOLOM	2400	1	2400	12.8	30720
	2400	1	2400	8	19200
	2400	1	2400	4.8	11520
	2400	1	2400	0	0
SPESI	6612.48	1	6612.48	6.4	42319.872
PLAFON	1889.28	1	1889.28	6.4	12091.392
DUCTING	5248	1	5248	6.4	33587.2
B.HIDUP	7872	1	7872	6.4	50380.8
JUMLAH			104633		669650.944
X	6.4				
M	996.884				

ELEMEN	3.4.SEGMEN VII (22.40 X 10.80)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	87091.2	1	87091.2	5.4	470292.48
BALOK	9676.8	1	9676.8	5.4	52254.72
	14784	1	14784	0	0
	7128	3	21384	5.4	115473.6
	7128	1	7128	5.4	38491.2
KOLOM	2400	3	7200	0	0
	2400	1	2400	0	0
SPESI	15241	1	15240.96	5.4	82301.184
PLAFON	4354.56	1	4354.56	5.4	23514.624
DUCTING	12096	1	12096	5.4	65318.4
B.HIDUP	18144	1	18144	5.4	97977.6
JUMLAH	199499.5				945623.808
Y	4.73998				
M	824.651				

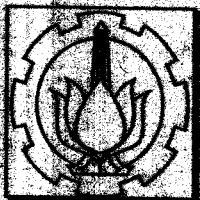
ELEMEN	3.4.SEGMEN VII (22.40 X 10.80)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	87091.2	1	87091.2	11.2	975421.44
BALOK	7128	1	7128	22.4	159667.2
	7128	1	7128	19.4	138283.2
	7128	1	7128	12.9	91951.2
	7128	1	7128	6.4	45619.2
	9676.8	1	9676.8	11.2	108380.16
	14784	1	14784	11.2	165580.8
KOLOM	2400	1	2400	22.4	53760
	2400	1	2400	19.4	46560
	2400	1	2400	12.9	30960
	2400	1	2400	6.4	15360
SPESI	15241	1	15240.96	11.2	170698.752
PLAFON	4354.56	1	4354.56	11.2	48771.072
DUCTING	12096	1	12096	11.2	135475.2
B.HIDUP	18144	1	18144	11.2	203212.8
JUMLAH	199499.5				2389701.02
X	11.9785				
M	824.651				

ELEMEN	3.4.SEGMEN X (16 X 6.4)				
	A	n	An	Y	AnY
PELAT	29952	1	29952	3.2	95846.4
BALOK	4224	1	4224	3.2	13516.8
	3234	2	6468	3.2	20697.6
	8580	1	8580	6.4	54912
	8580	1	8580	0	0
WALL	14400	1	14400	6.4	92160
	3600	2	7200	6.025	43380
	3600	2	7200	0.375	2700
	14400	1	14400	0	0
KERAMIK	1996.8	1	1996.8	3.2	6389.76
SPESI	5241.6	1	5241.6	3.2	16773.12
PLAFON	1497.6	1	1497.6	3.2	4792.32
DUCTING	4160	1	4160	3.2	13312
B.HIDUP	6240	1	6240	3.2	19968
JUMLAH			120140		384448
Y	3.2				
M	1173.24				

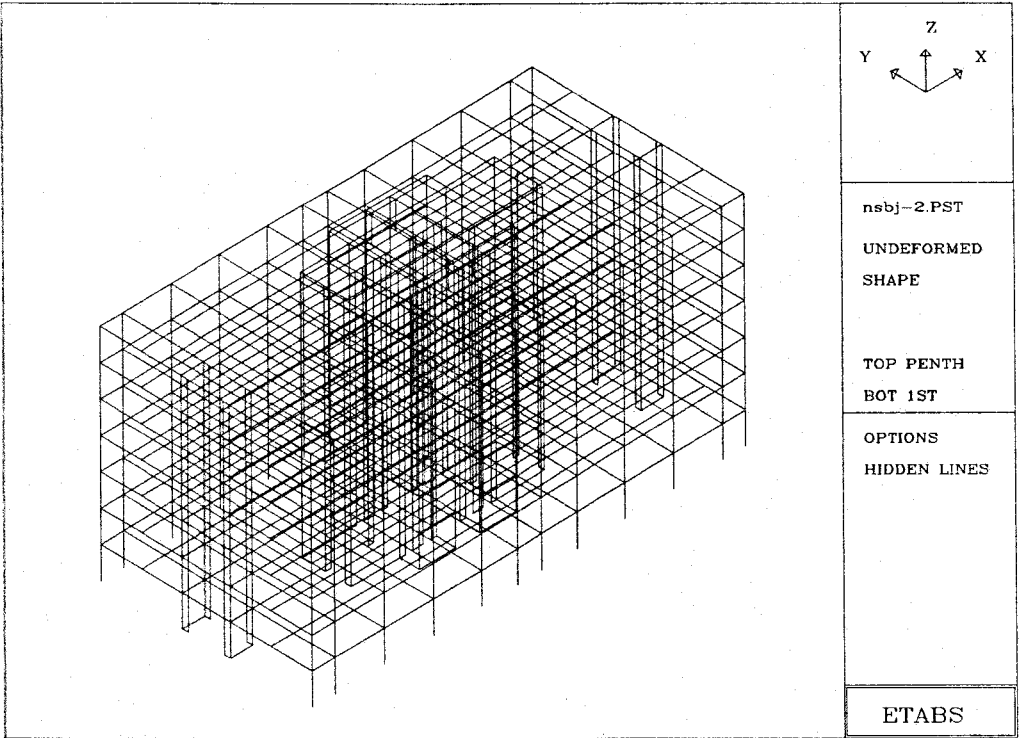
ELEMEN	3.4.SEGMEN X (16 X 6.4)				
	A	n	An	X	AnX
PELAT	29952	1	29952	6.5	194688
BALOK	3234	1	3234	16	51744
	3234	1	3234	13	42042
	4224	1	4224	6.5	27456
	8580	2	17160	6.5	111540
WALL	3600	2	7200	16	115200
	14400	2	28800	14.5	417600
	3600	2	7200	13	93600
KERAMIK	1996.8	1	1996.8	6.5	12979.2
SPESI	5241.6	1	5241.6	6.5	34070.4
PLAFON	1497.6	1	1497.6	6.5	9734.4
DUCTING	4160	1	4160	6.5	27040
B.HIDUP	6240	1	6240	6.5	40560
JUMLAH			120140		1178254
X	9.80734				
M	1173.24				

Tugas Akhir

(SP - 1703)



LAMPIRAN B



ANALISA STRUKTUR NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA

STATIC - DYNAMIC RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS SATUAN:KG,M,DT

\$ CONTROL DATA

8 1 1 3 5 8 1 2 9 0 1 0 2 0 1 2 1 1 1
10

\$ MASS DATA

1 3 1/10

1241.289 0 0 12.8 11.6
1549.618 -9.927 0.067 6.4 6.4
1549.618 9.927 0.067 6.4 6.4

2 11 1/10

2026.578 0 0 12.8 11.6
2627.368 -10.063 0.094 6.4 6.4
4608.410 10.160 -0.233 6.4 6.4
893.729 0 10.41 12.8 8.2
893.729 0 -10.41 12.8 8.2
744.024 18.372 9.2 22.4 10.8
744.024 18.372 -9.2 22.4 10.8
744.024 -18.372 -9.2 22.4 10.8
744.024 -18.372 9.2 22.4 10.8
989.348 22.287 0 16 6.4
989.348 -22.287 0 16 6.4

3 11 1/10

2167.716 0 0 12.8 11.60
5565.506 -8.144 0.134 6.4 6.4
5565.506 8.144 0.134 6.4 6.4
996.884 0 10.539 12.8 8.2
996.884 0 -10.539 12.8 8.2
824.651 18.378 9.260 22.4 10.8
824.651 18.378 -9.260 22.4 10.8
824.651 -18.378 -9.260 22.4 10.8
824.651 -18.378 9.260 22.4 10.8
1173.242 22.607 0 16 6.4
1173.242 -22.607 0 16 6.4

\$ STORY DATA

PENTH 3.5 1
ROOF 4.0 2
6TH 4.0 3
5TH 4.0 3
4TH 4.0 3
3RD 4.0 3
2ND 4.0 3
1ST 4.0 3

\$ FRAME MEMBER MATERIAL PROPERTY DATA

1 C 27.806E+8 24E+2 0.2

\$ FRAME MEMBER SECTION PROPERTY DATA

\$ COLOUMN SECTION PROPERTY DATA

1 1 RECT 0.5 0.5
2 1 RECT 0.5 0.5

\$ BEAM SECTION PROPERTY DATA

1 1 T-SECT 0.6325 0.0675 1.580 0.135 0.5
2 1 USER
0.4229 0.2229 0.238 89.114E+6 0.0192 0.0254
3 1 T-SECT 0.6250 0.0750 1.600 0.150 0.5
4 1 USER
0.4325 0.2315 0.245 94.226E+6 19.495E-3 27.773E-3
5 1 T-SECT 0.6325 0.0675 1.58 0.135 0.5



```
6 1 T-SECT 0.6250 0.0750 1.60 0.150 0.5
7 1 RECT 0.6250 0.0750 0.5
8 1 T-SECT 0.5325 0.0675 1.330 0.1350 0.4
9 1 T-SECT 0.525 0.0750 1.300 0.1500 0.4
```

```
$ PANEL
```

```
1 1 0.5
```

```
$ FRAME DATA
```

```
SUMMITMAS
```

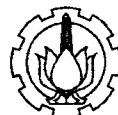
```
1 8 118 190 0 367 0 178 1
```

```
$ COLOUMN LINE COORDINATE AND ORIENTATION
```

```
1 -6.4 -5.8
2 -1.6 -5.8
3 1.6 -5.8
4 6.4 -5.8
5 -1.6 -5.05
6 1.6 -5.05
7 -12.8 -3.2
8 -6.4 -3.2
9 -5.7 -3.2
10 -4.7 -3.2
11 -3.3 -3.2
12 -2.3 -3.2
13 -1.6 -3.2
14 1.6 -3.2
15 2.3 -3.2
16 3.3 -3.2
17 4.7 -3.2
18 5.7 -3.2
19 6.4 -3.2
20 12.8 -3.2
21 -12.8 -2.45
22 12.8 -2.45
23 -12.8 0.2
24 -12.05 0.2
25 -7.15 0.2
26 -6.4 0.2
27 6.4 0.2
28 7.15 0.2
29 12.05 0.2
30 12.8 0.2
31 -12.8 3.2
32 -6.4 3.2
33 -5.7 3.2
34 -4.7 3.2
35 -3.3 3.2
36 -2.3 3.2
37 -1.6 3.2
38 1.6 3.2
39 2.3 3.2
40 3.3 3.2
41 4.7 3.2
42 5.7 3.2
43 6.4 3.2
44 12.8 3.2
45 -1.6 5.05
46 1.6 5.05
47 -6.4 5.8
48 -1.6 5.8
```



49	1.6	5.8
50	6.4	5.8
51	-28.8	-14.0
52	-25.8	-14.0
53	-19.3	-14
54	-12.8	-14
55	-6.4	-14
56	-1.6	-14
57	1.6	-14
58	6.4	-14
59	12.8	-14
60	19.3	-14
61	25.8	-14
62	28.8	-14
63	-28.8	-8.6
64	-25.8	-8.6
65	-19.3	-8.6
66	-12.8	-8.6
67	-6.4	-8.6
68	-1.6	-8.6
69	1.6	-8.6
70	6.4	-8.6
71	12.8	-8.6
72	19.3	-8.6
73	25.8	-8.6
74	28.8	-8.6
75	-28.8	-3.2
76	-25.8	-3.2
77	-19.3	-3.2
78	19.3	-3.2
79	25.8	-3.2
80	28.8	-3.2
81	-28.8	-2.45
82	-25.8	-2.45
83	25.8	-2.45
84	28.8	-2.45
85	-28.8	2.45
86	-25.8	2.45
87	25.8	2.45
88	28.8	2.45
89	-28.8	3.2
90	-25.8	3.2
91	-19.3	3.2
92	19.3	3.2
93	25.8	3.2
94	28.8	3.2
95	-28.8	8.6
96	-25.8	8.6
97	-19.3	8.6
98	-12.8	8.6
99	-6.4	8.6
100	-1.6	8.6
101	1.6	8.6
102	6.4	8.6
103	12.8	8.6
104	19.3	8.6
105	25.8	8.6
106	28.8	8.6



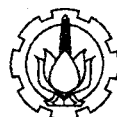
107	-28.8	14
108	-25.8	14
109	-19.3	14
110	-12.8	14
111	-6.4	14
112	-1.6	14
113	1.6	14
114	6.4	14
115	12.8	14
116	19.3	14
117	25.8	14
118	28.8	14

\$ BAY CONNECTIVITY

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	7	8
5	8	13
6	8	9
7	9	10
8	10	11
9	11	12
10	12	13
11	13	14
12	14	19
13	14	15
14	15	16
15	16	17
16	17	18
17	18	19
18	19	20
19	23	24
20	24	25
21	25	26
22	27	28
23	28	29
24	29	30
25	31	32
26	32	37
27	32	33
28	33	34
29	34	35
30	35	36
31	36	37
32	37	38
33	38	43
34	38	39
35	39	40
36	40	41
37	41	42
38	42	43
39	43	44
40	47	48
41	48	49
42	49	50
43	7	21
44	21	23
45	23	31



46	1	8
47	8	32
48	8	26
49	26	32
50	32	47
51	2	5
52	5	13
53	2	13
54	13	37
55	37	45
56	45	48
57	37	48
58	3	6
59	6	14
60	3	14
61	14	38
62	38	46
63	46	49
64	38	49
65	4	19
66	19	43
67	19	27
68	27	43
69	43	50
70	20	22
71	22	30
72	30	44
73	51	52
74	52	53
75	53	54
76	54	55
77	55	56
78	56	57
79	57	58
80	58	59
81	59	60
82	60	61
83	61	62
84	63	64
85	64	65
86	65	66
87	66	67
88	67	68
89	68	69
90	69	70
91	70	71
92	71	72
93	72	73
94	73	74
95	75	76
96	76	77
97	77	7
98	20	78
99	78	79
100	79	80
101	89	90
102	90	91
103	91	31



104	44	92
105	92	93
106	93	94
107	95	96
108	96	97
109	97	98
110	98	99
111	99	100
112	100	101
113	101	102
114	102	103
115	103	104
116	104	105
117	105	106
118	107	108
119	108	109
120	109	110
121	110	111
122	111	112
123	112	113
124	113	114
125	114	115
126	115	116
127	116	117
128	117	118
129	51	63
130	63	75
131	75	81
132	81	85
133	85	89
134	89	95
135	95	107
136	52	64
137	64	76
138	76	82
139	82	86
140	86	90
141	90	96
142	96	108
143	53	65
144	65	77
145	77	91
146	91	97
147	97	109
148	54	66
149	66	7
150	31	98
151	98	110
152	55	67
153	67	1
154	47	99
155	99	111
156	56	68
157	68	2
158	48	100
159	100	112
160	57	69
161	69	3



162	49	101
163	101	113
164	58	70
165	70	4
166	50	102
167	102	114
168	59	71
169	71	20
170	44	103
171	103	115
172	60	72
173	72	78
174	78	92
175	92	104
176	104	116
177	61	73
178	73	79
179	79	83
180	83	87
181	87	93
182	93	105
183	105	117
184	62	74
185	74	80
186	80	84
187	84	88
188	88	94
189	94	106
190	106	118

\$ BEAM SPAN VERTIKAL LOADING PATTERN

1	0	550.07
2	0	117.29
3	0	582.12+604.02
4	0	124.12+469.14
5	0	639.22
6	0	310.30
7	0	475.53
8	0	101.39
9	0	522.18+489.03
10	0	405.57+104.27
11	0	1000.53
12	0	213.33
13	0	1098.67+965.8
14	0	853.33+205.93
15	0	793.14+1060.53
16	0	385.02+514.82
17	0	750.4+550.07
18	0	160+117.29
19	0	824+604.02
20	0	640+469.14
21	0	824
22	0	400
23	0	500.27+475.53
24	0	106.67+101.39
25	0	549.33+522.18
26	0	426.67+405.57
27	0	549.33+549.33
28	0	266.67+266.67



29	0	793.14
30	0	385.02
31	0	793.14
32	0	616.03
33	0	965.80
34	0	205.93
35	0	1060.53
36	0	514.82
37	0	793.14+965.80
38	0	616.03+205.93
39	0	1060.53
40	0	514.82
41	0	1098.67+1016.17
42	0	853.33+216.67
43	0	1115.83+583.67
44	0	541.67+283.33
45	0	1115.83
46	0	541.67
47	0	406.47
48	0	86.67
49	0	844.2+446.33
50	0	180+346.67
51	0	927
52	0	450
53	0	1000.53+914.55
54	0	213.33+195
55	0	1098.67+1004.25
56	0	853.33+780
57	0	583.67+1004.25
58	0	283.33+487.50
59	0	1004.25
60	0	487.50
61	0	406.47+406.47
62	0	86.67+86.67
63	0	446.33+346.67
64	0	446.33+346.67
65	0	727.55
66	0	353.18
67	0	914.55+687.87
68	0	195+146.67
69	0	1004.25+755.53
70	0	780+586.67
71	0	1004.25+487.5
72	0	755.33+366.67
73	0	583.67+1004.25
74	0	453.33+780
75	0	1004.25
76	0	780
77	0	583.67+1016.17
78	0	453.33+216.67
79	0	1016.17
80	0	216.67
81	0	469
82	0	100
83	0	515
84	0	250
85	0	999.12
86	0	213.03



87	0	1097.12
88	0	532.58
89	0	965.80
90	0	205.83
91	0	1060.53
92	0	514.82
93	0	750.40
94	0	169
95	0	824
96	0	400
97	0	500.27
98	0	106.67
99	0	549.33
100	0	266.67
101	0	469*2
102	0	100*2
103	0	515*2
104	0	250*2
105	0	999.12*2
106	0	213.03*2
107	0	1097.12*2
108	0	532.58*2
109	0	965.80*2
110	0	205.83*2
111	0	1060.53*2
112	0	514.82*2
113	0	582.12+750.4
114	0	124.12+160
115	0	824+400
116	0	639.22+310.3
117	0	489.03+500.27
118	0	104.27+106.67
119	0	549.33*2
120	0	266.67*2
121	0	469+469
122	0	100+100
123	0	515
124	0	250
125	0	999.12+1016.17
126	0	213.03+216.67
127	0	1097.12+1115.83
128	0	532.58+541.67
129	0	631.12
130	0	134.57
131	0	693.025
132	0	336.42
133	0	651.97
134	0	139.01
135	0	631.12+906.73
136	0	134.57+193.33
137	0	693.025+995.67
138	0	336.42+483.33
139	0	1016.17
140	0	216.67
141	0	1115.83
142	0	541.67
143	0	906.73*2
144	0	2*193.33



```
145 0 995.67*2
146 0 483.33*2
147 1 2*1016.17
    3.2 -5.2887E+3
148 0 2*216.67
149 1 2*1115.83
    3.2 -5.2887E+3
150 0 2*541.67
151 0 906.73+844.20
152 0 193.33+180
153 0 995.67+927
154 0 483.33+450
155 0 844.20+829.15
156 0 180+176.79
157 0 927+910.47
158 0 450+441.98
159 0 844.20+437.73
160 0 180+93.33
161 0 927+480.67
162 0 450+233.33
163 0 829.15+662.56
164 0 176.79+141.27
165 0 910.47+727.55
166 0 441.98+353.18
167 0 437.73+437.73
168 0 93.33+93.33
169 0 480.67+727.55
170 0 233.33+353.18
171 0 906.73*2 0 0 -12.477E+3
172 0 193.33*2
173 0 995.67*2 0 0 -12.477E+3
174 0 483.33*2
175 0 906.73*2 0 0 0 12.477E+3
176 0 193.33*2
177 0 995.67*2 0 0 0 12.477E+3
178 0 483.33*2
$ MEMBER LOCATION DATA
$ COLOUMN LOCATION DATA
51 0 ROOF 1 6 0 0
52 51
53 0 ROOF 2 6 0 0
54 51
55 51
56 51
57 51
58 51
59 51
60 53
61 51
62 51
107 51
108 51
109 53
110 51
111 51
112 51
113 51
114 51
```



115 51
116 53
117 51
118 51

\$ BEAM LOCATION DATA

2	0	PENTH	2	0	0
2	0	ROOF	3		
5	0	PENTH	1	0	0
7	0	ROOF	3	0	0
7	0	6TH	4	5	
9	7				
11	0	PENTH	1		
11	0	ROOF	3	6	0
12	5				
14	7				
16	7				
20	0	6TH	4	5	0
23	0	ROOF	4	6	0
26	5				
28	7				
30	7				
32	11				
33	5				
35	7				
37	7				
41	2				
44	0	PENTH	2		
44	0	ROOF	3	6	
47	0	PENTH	1		
47	0	ROOF	3		
48	0	6TH	3	5	
52	0	PENTH	1		
54	0	PENTH	1		
54	0	ROOF	3	6	
55	52				
59	52				
61	54				
62	52				
66	0	PENTH	1		
67	0	ROOF	3	6	
71	0	PENTH	2		
71	0	ROOF	3	6	
73	0	ROOF	2		
73	0	6TH	4	5	
74	73				
75	73				
76	73				
77	73				
78	73				
79	73				
80	73				
81	73				
82	73				
83	73				
84	0	ROOF	8		
84	0	6TH	9	5	
85	84				



86 84
87 84
88 84
89 84
90 84
91 84
92 84
93 84
94 84
96 0 ROOF 1
96 0 6TH 3 5
97 96
98 96
99 96
102 96
103 96
104 96
105 96
107 84
108 84
109 84
110 84
111 84
112 84
113 84
114 84
115 84
116 84
117 84
118 73
119 73
120 73
121 73
122 73
123 73
124 73
125 73
126 73
127 73
128 73
129 0 ROOF 2
129 0 6TH 4 5
130 129
132 0 ROOF 2
132 0 6TH 7 5
134 129
135 129
136 0 ROOF 1
136 0 6TH 3 5
137 136
139 0 ROOF 2
139 0 6TH 4 5
141 136
142 136
143 0 ROOF 5
143 0 6TH 6 5 0
144 143
145 143



146 143
147 143
148 0 ROOF 1
148 0 6TH 3 5
149 148
150 148
151 148
152 148
153 148
154 148
155 148
156 148
157 148
158 148
159 148
160 148
161 148
162 148
163 148
164 148
165 148
166 148
167 148
168 148
169 148
170 148
171 148
172 143
173 143
174 143
175 143
176 143
177 136
178 136
180 139
182 136
183 136
184 129
185 129
187 132
189 129
190 129

\$ PANEL LOCATION DATA

1 PENTH 1 2 1 7
3 PENTH 3 4 1 7
4 PENTH 7 8 1 7
6 ROOF 8 9 1 6
8 ROOF 10 11 1 6
10 ROOF 12 13 1 6
13 ROOF 14 15 1 6
15 ROOF 16 17 1 6
17 ROOF 18 19 1 6
18 PENTH 19 20 1 7
19 6TH 23 24 1 5
21 6TH 25 26 1 5
22 ROOF 27 28 1 6
24 ROOF 29 30 1 6



25 PENTH 31 32 1 7
 27 ROOF 32 33 1 6
 29 ROOF 34 35 1 6
 31 ROOF 36 37 1 6
 34 ROOF 38 39 1 6
 36 ROOF 40 41 1 6
 38 ROOF 42 43 1 6
 39 PENTH 43 44 1 7
 40 PENTH 47 48 1 7
 42 PENTH 49 50 1 7
 43 PENTH 7 21 1 7
 45 PENTH 23 31 1 7
 46 PENTH 1 8 1 7
 49 6TH 26 32 1 5
 50 PENTH 32 47 1 7
 51 PENTH 2 5 1 0
 53 ROOF 2 13 1 6
 56 PENTH 45 48 1 0
 57 ROOF 37 48 1 6
 58 PENTH 3 6 1 0
 60 ROOF 3 14 1 6
 63 PENTH 46 49 1 0
 64 ROOF 38 49 1 6
 65 PENTH 4 19 1 7
 68 ROOF 27 43 1 6
 69 PENTH 43 50 1 7
 70 PENTH 20 22 1 7
 72 PENTH 30 44 1 7
 95 ROOF 75 76 1 6
 100 ROOF 79 80 1 6
 101 ROOF 89 90 1 6
 106 ROOF 93 94 1 6
 131 ROOF 75 81 1 6
 133 ROOF 85 89 1 6
 138 ROOF 76 82 1 6
 140 ROOF 86 90 1 6
 179 ROOF 79 83 1 6
 181 ROOF 87 93 1 6
 186 ROOF 80 84 1 6
 188 ROOF 88 94 1 6

\$ ASSIGNMENT OF BEAM SPAN VERTIKAL LOADING PATTERN

1 0 PENTH 1 2
 1 0 ROOF 3 4
 1 0 6TH 5 6 0 5
 2 0 PENTH 7 8
 2 0 ROOF 9 10
 3 1
 4 0 PENTH 11 12
 4 0 ROOF 13 14
 4 0 6TH 15 16 0 5
 5 0 PENTH 17 18
 6 0 ROOF 19 20
 6 0 6TH 21 22 0 5
 7 6
 8 6
 9 6
 10 6
 11 0 PENTH 23 24



TUGAS AKHIR

Input ETABS - 15

11	0	ROOF	25	26		
11	0	6TH	27	28	0	5
12	5					
13	6					
14	6					
15	6					
16	6					
17	6					
18	0	PENTH	11	12		
18	0	ROOF	37	38		
18	0	6TH	15	16	0	5
19	0	6TH	29	30	0	5
20	0	6TH	29	30	0	5
21	0	6TH	29	30	0	5
22	0	ROOF	31	32		
22	0	6TH	29	30	0	5
23	22					
24	22					
25	0	PENTH	11	12		
25	0	ROOF	13	14		
25	0	6TH	39	40	0	5
26	5					
27	6					
28	6					
29	6					
30	6					
31	6					
32	11					
33	5					
34	6					
35	6					
36	6					
37	6					
38	6					
39	0	PENTH	11	12		
39	0	ROOF	33	34		
39	0	6TH	35	36	0	5
40	1					
41	2					
42	1					
43	0	PENTH	11	12		
43	0	ROOF	41	42		
43	0	6TH	43	44	0	5
44	0	PENTH	11	12		
44	0	ROOF	41	42		
44	0	6TH	43	44	0	5
45	0	PENTH	11	12		
45	0	ROOF	41	42		
45	0	6TH	45	46	0	5
46	0	PENTH	47	48		
46	0	ROOF	49	50		
46	0	6TH	51	52	0	5
47	0	PENTH	53	54		
47	0	ROOF	55	56		
48	0	6TH	57	58	0	5
49	0	6TH	59	60	0	5
50	46					
51	0	PENTH	61	62		



52	0	PENTH	61	62		
53	0	ROOF	63	64		
53	0	6TH	65	66		
54	0	PENTH	67	68		
54	0	ROOF	69	70		
54	0	6TH	71	72	0	5
55	0	PENTH	61	62		
56	0	PENTH	61	62		
57	0	ROOF	63	64		
57	0	6TH	65	66	0	5
58	51					
59	52					
60	53					
61	54					
62	55					
63	56					
64	57					
65	46					
66	47					
67	0	ROOF	73	74		
67	0	6TH	57	58	0	5
68	0	ROOF	75	76		
68	0	6TH	59	60	0	5
69	50					
70	0	PENTH	11	12		
70	0	ROOF	77	78		
70	0	6TH	43	44	0	5
71	0	PENTH	11	12		
71	0	ROOF	77	78		
71	0	6TH	43	44	0	5
72	0	PENTH	11	12		
72	0	ROOF	79	80		
72	0	6TH	45	46	0	5
73	0	ROOF	81	82		
73	0	6TH	83	84	0	5
74	0	ROOF	85	86		
74	0	6TH	87	88	0	5
75	0	ROOF	85	86		
75	0	6TH	87	88	0	5
76	0	ROOF	89	90		
76	0	6TH	91	92	0	5
77	0	ROOF	93	94		
77	0	6TH	95	96	0	5
78	0	ROOF	97	98		
78	0	6TH	99	100	0	5
79	77					
80	76					
81	75					
82	74					
83	73					
84	0	ROOF	101	102		
84	0	6TH	103	104		
85	0	ROOF	105	106		
85	0	6TH	107	108	0	5
86	0	ROOF	105	106		
86	0	6TH	107	108	0	5
87	0	ROOF	109	110		
87	0	6TH	111	112	0	5



88	0	ROOF	113	114		
88	0	6TH	115	116	0	5
89	0	ROOF	117	118		
89	0	6TH	119	120	0	5
90	88					
91	87					
92	86					
93	85					
94	84					
95	0	ROOF	121	122		
95	0	6TH	123	124	0	5
96	0	ROOF	125	126		
96	0	6TH	127	128	0	5
97	0	ROOF	125	126		
97	0	6TH	127	128	0	5
98	97					
99	96					
100	95					
101	95					
102	96					
103	97					
104	97					
105	96					
106	95					
107	84					
108	85					
109	86					
110	87					
111	88					
112	89					
113	88					
114	87					
115	86					
116	85					
117	84					
118	73					
119	74					
120	75					
121	76					
122	77					
123	78					
124	77					
125	76					
126	75					
127	74					
128	73					
129	0	ROOF	129	130		
129	0	6TH	131	132	0	5
130	0	ROOF	129	130		
130	0	6TH	131	132	0	5
131	0	ROOF	133	134		
132	0	ROOF	133	134		
133	0	ROOF	133	134		
134	0	ROOF	129	130		
134	0	6TH	131	132	0	5
135	0	ROOF	129	130		
135	0	6TH	131	132	0	5
136	0	ROOF	135	136		



136	0	6TH	137	138	0	5
137	0	ROOF	135	136		
137	0	6TH	137	138	0	5
138	0	ROOF	139	140		
138	0	6TH	141	142	0	5
139	0	ROOF	139	140		
139	0	6TH	141	142	0	5
140	0	ROOF	139	140		
140	0	6TH	141	142	0	5
141	0	ROOF	135	136		
141	0	6TH	137	138	0	5
142	0	ROOF	135	136		
142	0	6TH	137	138	0	5
143	0	ROOF	171	172		
143	0	6TH	173	174	0	5
144	0	ROOF	143	144		
144	0	6TH	145	146	0	5
145	0	ROOF	147	148		
145	0	6TH	149	150	0	5
146	0	ROOF	143	144		
146	0	6TH	145	146	0	5
147	0	ROOF	175	176		
147	0	6TH	177	178	0	5
148	0	ROOF	151	152		
148	0	6TH	153	154	0	5
149	0	ROOF	151	152		
149	0	6TH	153	154	0	5
150	0	ROOF	151	152		
150	0	6TH	153	154	0	5
151	0	ROOF	151	152		
151	0	6TH	153	154	0	5
152	0	ROOF	155	156		
152	0	6TH	157	158	0	5
153	0	ROOF	159	160		
153	0	6TH	161	162	0	5
154	0	ROOF	159	160		
154	0	6TH	161	162	0	5
155	0	ROOF	155	156		
155	0	6TH	157	158	0	5
156	0	ROOF	163	164		
156	0	6TH	165	166	0	5
157	0	ROOF	167	168		
157	0	6TH	169	170	0	5
158	0	ROOF	167	168		
158	0	6TH	169	170	0	5
159	0	ROOF	163	164		
159	0	6TH	165	166		
160	156					
161	157					
162	158					
163	159					
164	152					
165	153					
166	154					
167	155					
168	148					
169	149					
170	150					



171 151
172 143
173 144
174 145
175 146
176 147
177 136
178 137
179 138
180 139
181 140
182 141
183 142
184 129
185 130
186 131
187 132
188 133
189 134
190 135

\$ FRAME LOCATION DATA

1 0 0 0 0 SUMMITMAS

\$ RESPONSE SPECTRUM

ZONE 4 PPKGURG RESPONSE SPECTRUM CURVE

2 13 SRSS 10

0 90

0 0.05

0.25 0.05

0.5 0.05

0.75 0.05

1 0.05

1.25 0.04375

1.5 0.0375

1.75 0.03125

2 0.025

2.25 0.025

2.5 0.025

2.75 0.025

3.0 0.025

\$ LOAD CASE DEFINITION DATA

1 0 1.0

2 0 0.0 1.0

3 0 1.2 1.6

4 0 1.05 0.6*1.05 0 0 0 2*1.05 0.3*2*1.05

5 0 1.05 0.6*1.05 0 0 0 0.3*2*1.05 2*1.05

\$ END OF INPUT DATA



TANGGA A.2 NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA SATUAN: KG,M
SYSTEM

L=2

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
13	X=1.2			
417	X=0	Y=2.5	Z=2.0	
429	X=1.2	Y=2.5	Z=2.0	Q=1,13,417,429,1,13
430	X=0	Y=2.6	Z=2.0	
442	X=1.2	Y=2.6	Z=2.0	
612	X=0	Y=4.0	Z=2.0	
624	X=1.2	Y=4.0	Z=2.0	Q=430,442,612,624,1,13

RESTRAINTS

1,624,1	R=0,0,0,0,0,1
1,13,1	R=1,1,1,1,1,1
612,624,1	R=0,0,1,0,0,0

SHELL

NM=1 Z=-1 P=0,-1

1	E=27.806E+8	U=0.2	W=2.4E+3		
1	JQ=1,2,14,15	ETYPE=0	M=1	TH=0.19	LP=0 G=12,32
385	JQ=417,418,430,431			TH=0.15	LP=0 G=12,15

POTENTIAL

1,624,1 P=300

COMBO

1 C=0,1



TANGGA B.1 NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA SATUAN: KG,M
SYSTEM

L=2

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0.0	
13	X=1.2			
235	X=0	Y=1.8		
247	X=1.2	Y=1.8	Z=0.0	Q=1,13,235,247,1,13
248	X=0	Y=1.9	Z=0.0	
260	X=1.2	Y=1.9	Z=0.0	
664	X=0	Y=4.4	Z=2.0	
676	X=1.2	Y=4.4	Z=2.0	Q=248,260,664,676,1,13
677	X=0	Y=4.5	Z=2.0	
689	X=1.2	Y=4.5	Z=2.0	
859	X=0	Y=5.9	Z=2.0	
871	X=1.2	Y=5.9	Z=2.0	Q=677,689,859,871,1,13

RESTRAINTS

1,871,1	R=0,0,0,0,0,1
1,13,1	R=1,1,1,1,1,1
859,871,1	R=0,0,1,0,0,0

SHELL

NM=1 Z=-1 P=0,-1

1	E=27.806E+8	U=0.2	W=2.4E+3			
1	JQ=1,2,14,15	ETYP=0	M=1	TH=0.15	LP=0	G=12,19
229	JQ=248,249,261,262			TH=0.19	LP=0	G=12,32
613	JQ=664,665,677,678			TH=0.15	LP=0	G=12,15

POTENTIAL

1,871,1 P=143

COMBO

1 C=1,1



TANGGA B.2 NEW SUMMITMAS BUILDING JAKARTA SATUAN: KG,M
SYSTEM

L=2

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
13	X=1.2			
235	X=0	Y=1.8		
247	X=1.2	Y=1.8	Z=0	Q=1,13,235,247,1,13
248	X=0	Y=1.9	Z=0	
260	X=1.2	Y=1.9	Z=0	
664	X=0	Y=4.4	Z=2.0	
676	X=1.2	Y=4.4	Z=2.0	Q=248,260,664,676,1,13
677	X=0	Y=4.5	Z=2.0	
689	X=1.2	Y=4.5	Z=2.0	
859	X=0	Y=5.9	Z=2.0	
871	X=1.2	Y=5.9	Z=2.0	Q=677,689,859,871,1,13

RESTRAINTS

1,871,1	R=0,0,0,0,0,1
1,13,1	R=1,1,1,1,1,1
859,871,1	R=0,0,1,0,0,0

SHELL

NM=1 Z=-1 P=0,-1

1	E=27.806E+8	U=0.2	W=2.4E+3			
1	JQ=1,2,14,15	ETYPE=0	M=1	TH=0.15	LP=0	G=12,19
229	JQ=248,249,261,262			TH=0.19	LP=0	G=12,32
613	JQ=664,665,677,678			TH=0.15	LP=0	G=12,15

POTENTIAL

1,871,1 P=300

COMBO

1 C=0,1

